

# **MÉTODOS EXPEDITOS DE AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL IN-SITU DE CARATERÍSTICAS MECÂNICAS DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO**

Revisão crítica e aplicações

**NÉLIDA CRISTINA SILVA RODRIGUES FERMINO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

---

Coorientador: Mestre Nuno Manuel da Silva Pereira

JUNHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, primeiramente, por me ter fortalecido e me permitir chegar até aqui.

A todos os que me apoiaram e me incentivaram na concretização deste trabalho.

Ao meu orientador, Doutor Eng. António Arêde e ao meu coorientador, Eng. Nuno Pereira, por toda a orientação que me foi facultada e pelos contributos para que esta tese pudesse ser desenvolvida.

Ao Cláudio, por todo o apoio e por toda a sua persistência em motivar-me no desenvolvimento da tese.

Aos meus pais, que me possibilitaram estar aqui a fazer este trabalho e me apoiaram.



## RESUMO

O desempenho estrutural de estruturas de betão armado (BA) durante o seu ciclo de vida tem recebido crescente atenção nos últimos anos devido às incertezas sobre o nível de segurança que pode ser esperado em determinado momento. Por conseguinte, uma das etapas mais importantes dos procedimentos de avaliação está relacionado com a avaliação da resistência à compressão *in-situ* do betão, devido à sua reconhecida importância no desempenho estrutural. O conhecimento real das propriedades estruturais exige o desenvolvimento e utilização de técnicas fiáveis para avaliar a resistência do betão endurecido, tanto quando se considera a avaliação de uma estrutura já existente, com anos de manutenção, como quando se pretende a recolha de informações sobre as propriedades do betão nas fases iniciais, como numa gestão de obras ou numa perspetiva de controlo de qualidade.

Uma especial adequabilidade pode ser atribuída às técnicas não destrutivas para a avaliação da resistência do betão *in-situ* em peças estruturais existentes ou em idade precoce. O fato de que uma avaliação rápida e economicamente atraente possa ser realizada com reduzido dano para a peça estrutural permanece como o principal argumento para a consideração do uso de testes não-destrutivos. No entanto, vários problemas podem ser levantados em relação à fiabilidade das estimativas obtidas com tais técnicas, principalmente relacionados com a influência de várias fontes de incerteza que afetam os resultados do teste e com as dificuldades encontradas para estabelecer uma correlação possível entre estes resultados e os resultados reais da resistência do betão.

Esta dissertação tem como objetivo realizar uma avaliação crítica da confiança no uso de ensaios não destrutivos na avaliação da resistência do betão *in-situ*, tanto em estágios iniciais como em avançados, do ciclo de vida de uma estrutura de BA. À luz deste objetivo, procura-se realizar uma revisão abrangente da literatura técnica relacionada com os ensaios do esclerómetro (*Rebound Hammer*) e de *Pull-Out*, com destaque às principais propriedades e fatores de incerteza que afetam os resultados obtidos. Uma vez que grande parte da falta de confiança na estimativa da resistência do betão obtida com os ensaios não destrutivos é dada pela lei de correlação considerada, uma extensa avaliação é realizada considerando o impacto de se admitir estratégias diferentes na estimativa da resistência à compressão do betão.

A fim de procurar contribuir para a avaliação da fiabilidade dos métodos referidos, foi definido um programa experimental envolvendo a realização de ensaios não destrutivos em pilares de betão armado com diversas idades. Após a realização destes ensaios, várias correlações extraídas da literatura foram testadas a fim de avaliar as estimativas obtidas indiretamente através dos resultados dos ensaios destrutivos. A precisão do uso de correlações previamente definidas é avaliada, com destaque para alguns pontos críticos respeitantes à sensibilidade dos resultados dos ensaios.

Finalmente, é feita uma análise crítica do desempenho dos ensaios não destrutivos na avaliação *in-situ* da resistência do betão, com algumas questões-chave relacionadas com a aplicação em estruturas existentes, em diferentes idades, sendo identificadas algumas recomendações tendo em conta a sua adequação prática e a sua fiabilidade.

**PALAVRAS-CHAVE:** resistência à compressão, métodos não-destrutivos, índice esclerométrico, *pull-out*, correlações.



## **ABSTRACT**

The structural performance of Reinforced Concrete (RC) structures during its life cycle is receiving increasing attention in the recent years due to the uncertainties about the safety level that can be expected at a certain time. Accordingly, one of the most important stages of assessment procedures is related with the evaluation of the actual concrete compressive strength, due to its recognized importance in the structural performance. The actual knowledge of structural properties demands the development and utilization of reliable techniques to evaluate hardened concrete strength, either when considering the assessment of an existing structure, with years of serviceability or when collecting information about concrete properties at early stages, in a construction management or quality control perspective.

A particular suitability can be attributed to non-destructive techniques for the assessment of actual concrete strength in existing or early age structural members. Mostly, the fact that a fast and economically attractive assessment can be performed with low damage being induced to the structural member remains as the main argument for the consideration of the use of non-destructive tests. Nevertheless, several concerns can be raised with respect to the reliability of the estimates obtained with such techniques, mostly related with the impact of several sources of uncertainty that affect the test results and with the difficulties found to establish a feasible correlation between these results and the actual concrete strength.

This dissertation aims to perform a critical evaluation of the reliability of using non-destructive tests in the assessment of the actual concrete strength both at early and advanced stages of the life cycle of a RC structure. In light of this wide-scope objective, a comprehensive review of the technical literature related with the rebound hammer and the pull out tests is performed, with the main properties and uncertainty factors that affect the obtained results being highlighted. Since a large extent of the lack of reliability of the concrete strength estimates obtained with non-destructive tests is endorsed to the correlation law considered, an extensive evaluation is performed, evaluating the impact of considering different strategies in the concrete compressive strength estimate.

In order to evaluate the reliability of the referred methods, an experimental program was defined complying the realization of non-destructive tests in Reinforced concrete columns at early ages. After conducting these tests, several types of correlations extracted from literature were tested in order to assess the reliability of the obtained indirect estimates against the results obtained by destructive tests. The accuracy of using pre-defined correlations is assessed, with some critical issues being highlighted with respect to the sensitivity of the test results.

Finally, a critical analysis of the performance of non-destructive tests in the assessment of actual concrete strength is performed, with some key issues related with its use in existing structures at different ages being identified and some recommendations regarding its practicability and reliability being remarked.

**KEYWORDS:** Concrete compressive strength, Non-destructive methods, Rebound Hammer, Pull-Out test, Reliability





## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE .....	2
<b>2. TÉCNICAS DE AVALIAÇÃO IN-SITU DAS PROPRIEDADES DO BETÃO</b> .....	5
2.1.1. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO (REBOUND HAMMER) .....	5
2.1.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO .....	5
2.1.2. EQUIPAMENTO .....	6
2.1.3. PRINCÍPIO FÍSICO .....	8
2.1.4. GRANDEZA MEDIDA .....	8
2.1.5. FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS .....	10
2.1.6. NÚMEROS DE ENSAIOS RECOMENDADOS NAS NORMAS .....	11
2.2. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE ARRANQUE (PULL-OUT) .....	11
2.2.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO .....	11
2.2.2. EQUIPAMENTO .....	13
2.2.3. PRINCÍPIO FÍSICO .....	14
2.2.4. GRANDEZA MEDIDA .....	14
2.2.5. FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS .....	15
2.3. ENSAIO COM TRANSMISSÃO DE ULTRASSONS (ULTRASONIC TRANSMISSION) .....	15
2.4. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO DE BETÕES (CARBONATION DEPTH) .....	20
2.5. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE ARRANQUE DE CILINDRO (PULL-OFF /BREAK-OFF) ..	
.....	21
2.6. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (WINDSOR PROBE TEST) .....	23
2.7. ENSAIO COM RADAR DE PENETRAÇÃO TERRESTRE (GROUND PENETRATING RADAR) .....	25

<b>2.8. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA (ELECTRICAL RESISTIVITY MEASUREMENT)</b> .....	27
<b>2.9. NOTAS DE SÍNTESE</b> .....	30

### **3. ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO** .....33

<b>3.1. CORRELAÇÕES COM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO</b> .....	33
<b>3.2. PRESCRIÇÕES REGULAMENTARES PARA O DESENVOLVIMENTO DAS CORRELAÇÕES</b> .....	35
3.2.1. ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO .....	35
3.2.2. FORÇA DE ARRANQUE – PULL-OUT .....	35
<b>3.3. AVALIAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS</b> .....	35
3.3.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS .....	35
3.3.2. ANÁLISE DA VARIABILIDADE .....	36
3.3.3. CONTROLO DE QUALIDADE DO BETÃO .....	38
3.3.3.1. Controlo da qualidade em provetes moldados .....	38
3.3.3.2. Controlo da qualidade em provetes extraídos <i>in situ</i> .....	38
<b>3.4. ANÁLISE DE CORRELAÇÕES PROPOSTAS NA LITERATURA</b> .....	39
3.4.1. CORRELAÇÕES PROPOSTAS ENTRE O ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	39
3.4.1.1. Generalidades .....	39
3.4.1.2. Modelo SBZ .....	40
3.4.1.3. Modelo proposto por Qasrawi .....	42
3.4.1.4. Modelo proposto por Shariati et al .....	43
3.4.1.5. Modelo proposto por Biondi e Candigliota .....	43
3.4.1.6. Modelo proposto por Domingo e Hirose .....	43
3.4.1.7. Modelo proposto por Knaze e Beno .....	44
3.4.2. CORRELAÇÕES PROPOSTAS ENTRE A USP <sub>V</sub> E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	44
3.4.2.1. Modelo proposto por Qasrawi .....	45
3.4.2.2. Modelo proposto por Shariati et al .....	45
3.4.2.3. Modelo proposto por Knaze e Beno .....	45
3.4.2.4. Modelo proposto por Biondi e Candigliota .....	46
3.4.2.5. Modelo proposto por Domingo e Hirose .....	46
3.4.3. CORRELAÇÕES PROPOSTAS ENTRE A FORÇA DE ARRANQUE (FORÇA DE PULL-OUT) E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	46
3.4.3.1. Modelo proposto por Soutsos et al .....	47
3.4.3.1. Modelo proposto por Petersen .....	48

<b>3.5. MÉTODOS COMBINADOS.....</b>	<b>48</b>
3.5.1. COMBINAÇÃO SONREB .....	49
3.5.1.1. Modelo proposto por Qasrawi .....	51
3.5.1.2. Modelo proposto por Shariati et al .....	52
3.5.1.3. Modelo proposto por Biondi e Candigliota .....	52
3.5.1.4. Modelo proposto por Domingo e Hirose .....	52
<b>3.6. PROCEDIMENTOS REGULAMENTARES .....</b>	<b>53</b>
3.6.1. NORMA EUROPEIA EN 13791 (2007) .....	53
3.6.1.1. Alternativa 1 .....	53
3.6.1.2. Alternativa 2 .....	54
<b>3.7. SÍNTESE DAS CORRELAÇÕES PROPOSTAS NA LITERATURA .....</b>	<b>56</b>
<b>3.8. NOTAS DE SÍNTESE .....</b>	<b>57</b>
<b>4. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>59</b>
<b>4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....</b>	<b>59</b>
4.1.1. ÂMBITO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	59
4.1.2. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS A ENSAIAR E DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS .....	59
<b>4.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>63</b>
4.2.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS .....	63
4.2.1.1. Resultados dos ensaios de resistência à compressão de provetes.....	63
4.2.1.2. Resultados dos ensaios de determinação da dureza superficial.....	64
4.2.1.3. Resultados dos ensaios de determinação da força de arranque.....	69
4.2.2. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS.....	71
4.2.2.1. Ensaio de resistência à compressão .....	71
4.2.2.2. Ensaio de medição da dureza superficial.....	71
4.2.2.3. Ensaio de determinação da força de arranque ( <i>Pull-Out</i> ) .....	76
<b>4.3. ANÁLISE DE CORRELAÇÕES.....</b>	<b>78</b>
4.3.1. DESENVOLVIMENTO DE CORRELAÇÕES .....	78
4.3.1.1. Correlação desenvolvida com o ensaio de determinação do índice esclerométrico .....	78
4.3.1.2. Correlação desenvolvida com o ensaio de determinação da força de arranque ( <i>Pull-Out</i> ) .....	78
4.3.2. APLICAÇÃO DE CORRELAÇÕES JÁ EXISTENTES.....	80
4.3.2.1. Aplicação das correlações existentes para o ensaio de medição da dureza superficial .....	80

4.3.2.2. Aplicação das correlações existentes para o ensaio de determinação da força de arranque (Pull-Out) .....	85
---	----

<b>4.4. SÍNTESE CONCLUSIVA DO PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>89</b>
---	-----------

<b>5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>91</b>
--	-----------

<b>5.1. CONCLUSÕES.....</b>	<b>91</b>
-----------------------------	-----------

5.1.1. CONCLUSÕES RESPEITANTES AO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO .....	91
---	----

5.1.2. CONCLUSÕES RESPEITANTES AO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE ARRANQUE (PULL-OUT)....	91
--	----

<b>5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>92</b>
--	-----------

<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>93</b>
---------------------------	-----------

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esclerómetro Silver Schimdt Tipo N .....	6
Figura 2.2 – Funcionamento do esclerómetro .....	7
Figura 2.3 – Esquema do ensaio de arranque ( <i>pull-out – capo-test</i> ).....	12
Figura 2.4 – Ilustração da sequência de operações no ensaio de <i>pull-out (capo-test)</i> .....	13
Figura 2.5 – Equipamento <i>pull-out</i> .....	13
Figura 2.6 – Trajetórias das tensões principais do mecanismo de rotura no ensaio de <i>pull-out</i> .....	14
Figura 2.7 – Esquema do equipamento de medição da velocidade de propagação de ultrassons .....	16
Figura 2.8 – a) Transmissão direta, b) Transmissão indireta, c) Transmissão semi-indireta.....	17
Figura 2.9 – Esquema do ensaio de <i>pull-off</i> – (a) Superfície de rotura superficial, (b) Superfície de rotura profunda (carotagem parcial).....	22
Figura 2.10 – Esquema do ensaio de <i>break-off</i> .....	22
Figura 2.11 – Equipamento da Pistola de Windsor.....	24
Figura 2.12 – Componentes de um sistema base de radar .....	25
Figura 2.13 – Sonda Wenner - técnica dos quatro elétrodos (a) em solos e (b) em superfícies de betão.....	27
Figura 2.14 – Técnica dos 2-elétrodos.....	28
 Figura 3.1 – Histogramas típicos de resultados realizados <i>in situ</i> .....	 36
Figura 3.2 – Comportamento heteroscedástico da relação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão.....	40
Figura 3.3 – Esquema de geração do modelo SBZ .....	42
Figura 3.4 – Exemplo de caso geral Modelo SBZ.....	42
Figura 3.5 – Gráfico para estimativa da resistência <i>in situ</i> do aparelho Boviar .....	47
Figura 3.6 – Iso-curvas ( $f_c=30\text{MPa}$ ) obtidas pelo modelo de potência dupla .....	50
Figura 3.7 – Correlação combinada entre USP.V, índice esclerométrico e resistência à compressão ..	51
Figura 3.8 – Intervalos de confiança aos 95% correspondentes à Figura 3.5.....	51
Figura 3.9 – Esquema para obter a relação entre a resistência à compressão e os resultados do ensaio NDT a partir da curva base.....	54
 Figura 4.1 – Esquema dos pilares e dos pórticos .....	 61
Figura 4.2 – Sequência de procedimentos na determinação do índice esclerométrico .....	62
Figura 4.3 – Ensaio da determinação da força de arranque.....	63
Figura 4.4 – Cubos e pilares ensaiados com o esclerómetro .....	65

Figura 4.5 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 1 .....	65
Figura 4.6 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 2 .....	66
Figura 4.7 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 3 .....	66
Figura 4.8 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 4 .....	67
Figura 4.9 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 5 .....	67
Figura 4.10 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 6 .....	68
Figura 4.11 – Índice esclerométrico R obtido em cada elemento testado .....	68
Figura 4.12 – Pilar após o ensaio de <i>pull-out</i> .....	69
Figura 4.13 – Pilares cujas buchas romperam-se à esquerda e à direita.....	70
Figura 4.14 – $F_u$ obtido em cada elemento testado .....	70
Figura 4.15 – Coeficiente de Variação do Índice Esclerométrico .....	73
Figura 4.16 – Gráfico comparativo entre os valores de CV obtidos e o limite proposto pela ACI .....	75
Figura 4.17 – Desvio padrão no índice esclerométrico medido nos pilares novos e nos antigos .....	75
Figura 4.18 – Gráfico comparativo do CV ( $F_u$ ) de cada série .....	76
Figura 4.19 – Desvio padrão da força de arranque medida no ensaio de <i>Pull-Out</i> .....	77
Figura 4.20 – Coeficiente de variação da força de arranque medida no ensaio de <i>Pull-Out</i> .....	77
Figura 4.21 – Relação entre a resistência à compressão e o índice esclerométrico .....	78
Figura 4.22 – Relação obtida entre a resistência à compressão e a força de arranque .....	79
Figura 4.23 – Relação entre a resistência $f_{cm}$ e a força de arranque $F_u$ para as Séries 4 e 5.....	79
Figura 4.24 – Relação entre a resistência $f_{cm}$ e a força de arranque $F_u$ para a Série 5.....	80
Figura 4.25 – Resistência obtida através de correlações existentes.....	82
Figura 4.26 – Rácio entre o valor da resistência estimada e a resistência obtida no ensaio de compressão .....	84
Figura 4.27 – Coeficiente de Variação da resistência estimada através das correlações .....	85
Figura 4.28 – Resistência $f_c$ estimada através de correlações existentes .....	86
Figura 4.29 – Relação entre o valor da resistência estimada e a resistência obtida no ensaio de compressão .....	88
Figura 4.30 – Relação entre o valor da resistência estimada pela correlação de Boviar e a resistência obtida no ensaio de compressão para a Série 5 .....	88
Figura 4.31 – Exemplos em que a área total extraída no ensaio de <i>Pull-Out</i> não tem a geometria cónica. ....	89

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Resistência à compressão em função do índice esclerométrico .....	9
Quadro 2.2 – Dimensões laterais mínimas dos provetes .....	20
Quadro 2.3 – Valores de $\beta$ .....	21
Quadro 2.4 – Opções de Antenas .....	26
Quadro 3.1 – Máxima precisão na estimativa da resistência à compressão através de ensaios NDT .....	34
Quadro 3.2 – Valores típicos do coeficiente de variação em função do ensaio utilizado .....	37
Quadro 3.3 – Classificação do padrão de controlo da produção de betões com resistência até 35 MPa .....	37
Quadro 3.4 – Valores típicos do desvio padrão de provetes cúbicos normalizados utilizados no controlo de produção .....	38
Quadro 3.5 – Critérios de conformidade para a resistência à compressão .....	38
Quadro 3.6 – Funções experimentais de geração do modelo SBZ .....	41
Quadro 3.7 – Resumo das correlações entre os resultados do NDT e a resistência à compressão .....	56
Quadro 4.1 – Síntese da nomenclatura para os elementos das Séries de ensaios .....	60
Quadro 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão .....	64
Quadro 4.3 – Valores médios dos resultados obtidos na medição do índice esclerométrico R .....	69
Quadro 4.4 – Valores médios da força de arranque $F_u$ .....	71
Quadro 4.5 – Média da resistência à compressão (em MPa) estimada através de correlações existentes na literatura para o índice esclerométrico .....	81
Quadro 4.6 – Resistência estimada através de correlações existentes para o ensaio de <i>Pull-Out</i> (MPa) .....	85





## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

C – profundidade de carbonatação

CV – coeficiente de variação

D – constante da mola

DP – desvio padrão

$E_d$  – módulo de elasticidade dinâmico

$E_{forward}$  – energia antes do impacto

$E_{reflected}$  – energia após o impacto

$f_c$  – resistência à compressão

$f_{cm}$  – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão de provetes normalizados

$f_{ck}$  – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

$f_{c,min}$  – menor valor individual da tensão de rotura do betão à compressão do conjunto de ensaios realizados;

$f_{c,cil}$  – tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos

$f_{c,cubo}$  – tensão de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos

$f_p$  – resistência de arranque

$F_u$  – força de arranque

L – comprimento de percurso da onda ultrassónica

NDT – Método Não-Destrutivo (*Non-Destructive Test*)

$\rho$  – resistividade elétrica do betão

Q – número de ressalto do esclerómetro corrigido (leitura do esclerómetro)

R – número de ressalto do esclerómetro (leitura do esclerómetro)

R – valor do índice esclerométrico

$R_e$  – resistência elétrica do betão

$S_c$  – desvio padrão da resistência à compressão do betão.

T – tempo de trânsito da onda ultrassónica

USPV – método de determinação da velocidade de ultrassons (*Ultrasonic Pulse Velocity*)

V – velocidade de propagação de ultrassons no betão

$\nu$  – coeficiente de Poisson

$v_0$  – velocidade imediatamente antes do impacto do martelo

$v_r$  – velocidade imediatamente depois do impacto do martelo

$x_0$  – deslocamento de desencadeamento de impactos

$x_R$  – deslocamento após o impacto



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A avaliação experimental das características mecânicas de betão armado *in-situ* tem sido uma das grandes preocupações da engenharia civil. A estimativa das características mecânicas revela-se importante no controlo da qualidade, na verificação de conformidade do betão e no dimensionamento das estruturas.

Nas estruturas de betão há sempre especificações baseadas na resistência à compressão do betão e que devem ser cumpridas. A verificação da conformidade da resistência do betão *in-situ* é normalmente feita através de ensaios de determinação da resistência à compressão de provetes normalizados do mesmo betão e aos 28 dias.

Este método de determinação da resistência permite obter valores reais para os provetes, não sendo, no entanto, propriamente os valores reais da resistência do betão que é verificada *in-situ*. A diferença entre estas resistências dá-se devido aos diferentes graus de compactação, às diferentes condições de cura, de maturidade, de homogeneidade, de humidade e de temperatura.

A necessidade da estimativa da resistência à compressão *in-situ* justifica-se pelas informações importantes que a partir dela se obtêm, tais como a otimização das sequências construtivas, o momento certo para o manuseamento e transporte de estruturas pré-fabricadas, a aplicação do pré-esforço, a remoção de cofragens e elementos de sustentação, a entrada em serviço de elementos de betão, etc. A resistência à compressão do betão fornece ainda informações relevantes para o controlo de produção, para o controlo da conformidade e para complementar outros ensaios, quer numa estrutura em construção, quer numa estrutura já existente.

Os métodos de ensaio não destrutivos (*Non-Destructive Tests* - NDT) surgem em alternativa aos ensaios à compressão. A principal característica é de, como o nome indica, não causarem danos às estruturas, ao contrário de, por exemplo, o ensaio de carotes que embora apresente valores mais próximos de resistência, requer posterior reparação da estrutura.

Os ensaios NDT são aplicados diretamente às estruturas, são de fácil e rápida operação e muito económicos. Porém, não fornecem diretamente a resistência à compressão, havendo a necessidade de se recorrer a correlações empíricas entre a resistência à compressão dos provetes normalizados ou de carotes e a propriedade medida no ensaio NDT. Estas correlações introduzem incertezas na estimativa da resistência, o que constitui a maior desvantagem destes métodos, mas que pode ser atenuada quando se utilizam correlações adequadas e se consideram os fatores que influenciam os resultados. Desta forma, a estimativa da resistência à compressão terá maior fiabilidade.

Os métodos NDT podem ainda ser divididos em duas categorias:

- Métodos caracterizados por um parâmetro não destrutivo e que não medem diretamente a resistência mas outra propriedade (por exemplo o ensaio da medição da dureza superficial e o ensaio da medição da velocidade de propagação de ultrassons). Estes parâmetros relacionam-se principalmente com as propriedades elásticas do material e a determinação da resistência é feita através de correlações empíricas;
- Métodos que medem um determinado tipo de resistência, também chamados de métodos parcialmente destrutivos ou semi-destrutivos já que causam um pequeno dano à superfície da estrutura, mas de fácil reparação, que se relaciona com a resistência à compressão do betão (por exemplo o ensaio de arranque e o ensaio de resistência à penetração). São caracterizados por um parâmetro fisicamente relacionado com a rotura do betão à compressão.

Os ensaios NDT permitem não só estimar a resistência *in-situ* mas também medir outras características do betão [23]. É possível avaliar parâmetros como o módulo de elasticidade dinâmico, a densidade do material, a dureza superficial, a absorção superficial, o teor de humidade, a maturidade, as diferenças de temperatura superficiais, a permeabilidade superficial, a fendilhação interna, a localização de armaduras, o recobrimento do betão e o risco de corrosão.

## 1.2. OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho, numa perspetiva de aplicação prática, consiste essencialmente em estudar a fiabilidade da avaliação da qualidade do betão em termos da sua resistência à compressão em construções novas.

Pretende-se efetuar uma avaliação crítica das estimativas da resistência à compressão obtidas com o ensaio de determinação da dureza superficial (ensaio não destrutivo) e com o ensaio de determinação da força de arranque (ensaio semi-destrutivo), focando os seguintes aspetos:

- Rever de forma crítica a bibliografia referente aos ensaios referidos, abordando os principais fatores que afetam os resultados e as fontes de incerteza dos mesmos.
- Estudar os procedimentos normativos para o tratamento dos resultados e a incerteza resultante dos fatores identificados, analisando possíveis alterações às metodologias existentes.
- Aplicar e avaliar o desempenho de correlações existentes entre os resultados dos ensaios não destrutivos e semi-destrutivos e a resistência do betão no contexto de avaliação de estruturas novas e de estruturas existentes.
- Identificar as principais dificuldades que surgem na aplicação das técnicas referidas, na gestão das incertezas identificadas e no estabelecimento das correlações, bem como os principais fatores que a serem considerados no contexto normativo.
- Concluir sobre a aplicabilidade dos ensaios considerados para a avaliação da resistência do betão nos dois tipos de problema, referindo alguns dos principais cuidados a ter na sua aplicação.

## 1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos.

No Capítulo 1 é feita a introdução ao tema em estudo e à sua importância, são apresentados os objetivos do trabalho e a sua estruturação.

O Capítulo 2 consiste na descrição sumária das características de alguns ensaios não destrutivos, efetuando uma revisão das suas propriedades, dos princípios físicos envolvidos, dos fatores que contribuem para a incerteza associada aos resultados e das normas aplicáveis ao seu uso.

No Capítulo 3 é feita uma análise crítica das propostas de correlações entre ensaios, dividida em duas partes distintas:

- Uma primeira parte para a apresentação de uma variedade de propostas encontradas na bibliografia, sendo abordadas algumas propriedades dos modelos, nomeadamente no que concerne à forma da regressão considerada pelos diferentes autores, ao tipo de variáveis incluídas nas regressões ou o método utilizado para a obtenção da correlação. Inclui também a análise do efeito da incorporação de informação adicional, quer seja pela combinação de resultados obtidos por regressão multilinear ou através de combinação de informação de diferentes origens.
- Uma segunda parte onde se apresentam os procedimentos regulamentares previstos para a definição de uma correlação específica para cada estrutura, nomeadamente os métodos presentes nas normas europeia [32] e americana [2]. Estes métodos são ainda complementados pela análise de diferentes tipos de regressão, através da consideração de regressões com recurso à atribuição de pesos.

Após a apresentação dos ensaios, da incerteza associada aos seus resultados e das metodologias para o estabelecimento da correlação entre as grandezas medidas com os ensaios NDT e a resistência do betão, o Capítulo 4 apresenta uma aplicação prática refletindo as utilizações para este tipo de ensaios.

O Capítulo 4 enquadra-se na perspetiva do controlo de qualidade do betão numa construção nova, utilizando como caso de estudo alguns pilares construídos para ensaio no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP. Foram realizados ensaios de determinação do índice esclerométrico ( $R$ ) e de determinação da força de arranque ( $F_u$ ) nos cubos e cilindros moldados durante a fase de betonagem, tal como nos pilares, de modo a comparar, para a mesma data, a variação de resultados obtida. Para um grupo de pilares existentes no laboratório, determina-se adicionalmente a profundidade de carbonatação através do ensaio de indicador de fenolftaleína. Nestes elementos, além do valor de resistência dos cubos ensaiados à data de realização do ensaio do pilar, foram extraídas carotes e ensaiadas no laboratório, de modo a poder-se efetuar uma comparação entre os resultados obtidos com ensaios destrutivos em amostras de betão, em provetes extraídos dos elementos à data posterior e os valores nessa mesma data dos indicadores dados pelos ensaios NDT. Complementarmente, e ainda numa perspetiva de monitorização de uma estrutura existente ao longo do seu ciclo de vida, efetuaram-se ensaios no betão de pilares com 400 dias, que tinham sido já anteriormente realizados e cujo armazenamento foi feito a céu aberto, estando assim sujeitos aos efeitos similares às condições ambientais de um pilar sem proteção adicional como é o caso de um viaduto. As estimativas obtidas pelas diferentes propostas são analisadas, sendo observado o efeito da consideração de diferentes parâmetros e diferentes tipos de correlação.

O Capítulo 5 apresenta as principais observações e conclusões obtidas, sendo resumidos os resultados da análise crítica e das aplicações práticas efetuadas na dissertação.



## 2

# TÉCNICAS DE AVALIAÇÃO IN-SITU DAS PROPRIEDADES DO BETÃO ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

A consideração de ensaios NDT para a estimativa da resistência do betão *in situ* apresenta comprovadas vantagens associadas ao menor custo e dano induzido quando comparados com ensaios destrutivos. Uma diversidade de métodos podem ser encontrados na literatura técnica, com diferentes graus de incerteza, facilidade de execução, custo e dano induzido aos elementos estruturais testados.

No presente capítulo, é efetuada uma breve descrição de um conjunto de ensaios NDT, cuja aplicação se encontra amplamente difundida na literatura. Os métodos analisados consistem essencialmente nos ensaios de determinação da dureza superficial ou do índice esclerométrico, de determinação da força de arranque, de transmissão de ultrassons, de determinação da profundidade de carbonatação, de determinação da força de arranque de cilindro, de determinação da resistência à penetração, de radar de penetração terrestre e de determinação da resistividade elétrica.

Nas secções seguintes é apresentada uma análise crítica envolvendo a descrição e a caracterização, os fundamentos e as limitações dos métodos referidos, procurando-se sempre que possível, efetuar a sua ligação ao parâmetro que se pretende caracterizar (resistência à compressão).

### 2.1. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO (REBOUND HAMMER INDEX)

#### 2.1.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

O ensaio da determinação do índice esclerométrico surge quando o engenheiro suíço Ernest Schmidt, em 1948 desenvolve um aparelho de medição da dureza superficial denominado Esclerómetro (*Rebound Hammer*). Resultados de seu trabalho foram apresentados no *Swiss Federal Materials Testing and Experimental Institute of Zurich*, onde o aparelho foi construído e testado extensivamente [23].

A dureza superficial é definida como uma propriedade da superfície do betão medida em termos de proporção de energia devolvida a uma massa padrão que é projetada, com uma energia inicial fixa, contra a superfície ou contra uma haste de contato com a superfície. É uma propriedade superficial do betão que aumenta com a idade e com resistência [9].

A medição da dureza superficial, nos anos 30, baseava-se no impacto de uma massa na superfície do betão, através de um martelo, sendo ativada por uma determinada quantidade de energia. Os ensaios consistiam em medir a grandeza do recuo provocado pelo impacto de uma massa fixa a um martelo mecânico (*spring hammer*) ou a um pêndulo ou pelo disparo de uma pistola normalizada. Através do

som produzido e do recuo do martelo era possível avaliar o grau de endurecimento e a resistência do betão. Esta avaliação seria, então, muito aproximada.

Já o índice esclerométrico determinado pelo Esclerómetro de Schmidt avalia a uniformidade superficial do betão permitindo obter uma estimativa aproximada da sua resistência por meio do estabelecimento de relações empíricas entre estes valores e a qualidade da camada superficial. Assim, o índice esclerométrico permite avaliar a qualidade do revestimento do betão, comparar o betão com determinadas especificações e verificar a uniformidade da qualidade do betão.

O ensaio é muito simples de executar, económico e rápido, embora a precisão obtida seja ainda objeto de investigação e discussão. Este ensaio só permite avaliar a qualidade da camada superficial do betão numa profundidade até 30 mm [9].

### 2.1.2. EQUIPAMENTO

O equipamento, designado por martelo ou esclerómetro de Schmidt, é um instrumento portátil e de fácil operação. É apropriado para testar uma grande variedade de betões, argamassas, pedras, tanto *in situ* como no laboratório. É útil para acessos difíceis ou áreas de teste confinadas, e especialmente conveniente para testar em revestimentos de túneis já que com os equipamentos modernos as leituras são independentes da direção do impacto [6]. O teste pode ser realizado horizontalmente, verticalmente para cima ou para baixo, ou em qualquer ângulo intermédio.

O esclerómetro de Schmidt, aparelho moderno de medição, é mostrado na Figura 2.1. Os componentes principais incluem o corpo externo, o êmbolo, a massa do martelo e a mola principal. Outras características incluem um mecanismo de travamento que retém a massa do martelo, o êmbolo e um piloto de correr para medir a recuperação da massa do martelo. No próprio aparelho, a distância do recuo é medida numa escala de 10 a 100. A distância do recuo é registada como um índice esclerométrico correspondente à posição da mola na escala.



Figura 2.1 – Esclerómetro Silver Schmidt Tipo N [42]

O esclerómetro é pressionado contra a superfície do elemento a ensaiar. Dentro do invólucro cilíndrico existe o mecanismo de impacto que ativa o êmbolo que se projeta a partir da caixa na extremidade dianteira. O êmbolo deve ser pressionado contra a superfície da amostra de teste e a pressão deve ser aumentada até ao impacto do martelo. O travão é automaticamente liberto no impacto, a energia armazenada na mola impulsiona a massa do martelo para a ponta do êmbolo que regressa à posição inicial e o índice esclerométrico é então lido a partir da escala (Figura 2.2).

O topo do êmbolo que é pressionado contra a superfície do betão é curva e a área de contacto varia durante o impacto devido a formação de uma pequena cavidade, normalmente com 15 mm de diâmetro e 1 mm de profundidade [9]. Devido à influência da condição da superfície nos resultados do teste, se a superfície é muito áspera deve ser alisada com uma pedra de amolar, devendo-se evitar zonas porosas ou com vazios.

Na posição final, o esclerómetro é automaticamente carregado e pronto para o próximo impacto. Os aparelhos devem ser calibrados para cada conjunto de ensaios.



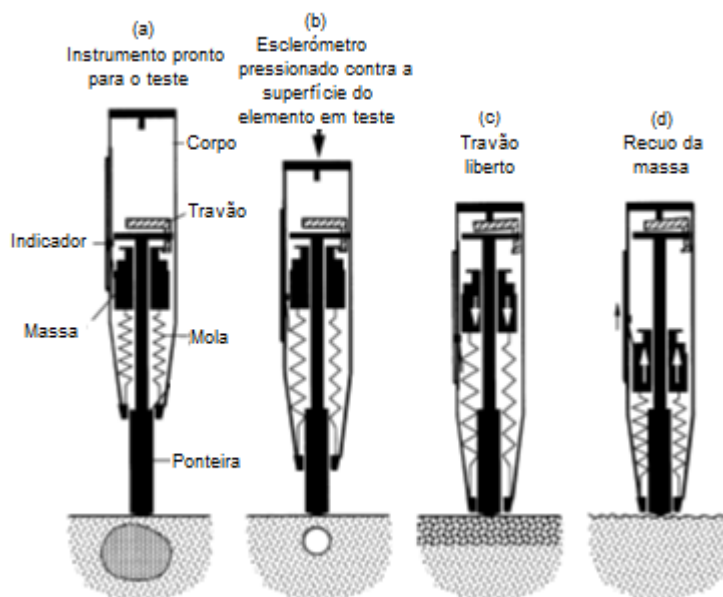


Figura 2.2 – Funcionamento do esclerómetro, adaptado de [2]

Atualmente existem no mercado diferentes tipos de esclerómetros, com êmbolos e energias de impacto diferentes, o que permite testar betões de vários tipos e classes.

O esclerómetro do Tipo N, indicado para ensaios em betões normais, com resistências entre 20-60 MPa, é o aparelho mais utilizado. Considerado como sendo o modelo padrão, possui uma energia de impacto de 2,207 Nm (J) e pesa aproximadamente 2 kg.

Para estruturas com baixa resistência e paredes de espessura inferior a 100 milímetros, foi desenvolvido o aparelho do Tipo L, com uma energia de impacto inferior porque a energia normal poderia danificar a estrutura ou a leitura poderia ser afetada. A energia de impacto é de apenas 0.635 Nm. Para ambos os tipos há também as versões NR e LR que registram as leituras num gráfico sobre um rolo de papel [7].

Esclerómetros com diferentes energias de impacto conduzem à obtenção de resultados diferentes quando aplicados numa mesma superfície que se admite possuir a mesma dureza. Este facto deve ser tido em conta sempre que se interpretam correlações existentes [18].

Nas versões modernas do equipamento tem sido adicionada uma unidade de medição eletrónica para ajudar a garantir resultados de testes apropriados que podem ser gravados para posterior análise ou transferidos para um computador pessoal. A escala é substituída por um sensor de deslocamento que mede o valor do índice esclerométrico. Outras opções podem ser adicionadas, tais como a direção do impacto, a profundidade de carbonatação e a possibilidade de fazer análise estatística direta.

Com estes aparelhos mais modernos o procedimento de medição é o mesmo que com o martelo clássico, mas tem a vantagem do utilizador poder executar uma série de testes de número específico de impactos, cancelar manualmente as discrepâncias óbvias e a leitura ser independente da direção do impacto. Caso o utilizador deseje obter a resistência à compressão basta seleccionar a unidade pretendida, as séries e a média, a profundidade de carbonatação (se aplicável), a curva de conversão de mistura do betão e o fator de forma. No final da série o instrumento irá exibir o valor médio do impacto,  $Q$ , convertido para a unidade de resistência à compressão de betão seleccionada [7].

### 2.1.3. PRINCÍPIO FÍSICO

Este ensaio baseia-se no princípio de que o recuo de uma massa, de características elásticas, depende da dureza da superfície com a qual colide.

Este método permite obter um valor da dureza superficial do betão, sendo o resultado expresso em termos do índice esclerométrico (R quando se trata de aparelhos clássicos e Q para os aparelhos modernos), que é uma medida do recuo do martelo.

O recuo do martelo depende da energia armazenada na mola antes do impacto com o êmbolo e da quantidade que é absorvida. Parte dessa energia é absorvida devido ao atrito interno no aparelho e outra parte entre a face do êmbolo e a superfície do betão. É este último fator que permite o uso do índice esclerométrico como indicador das propriedades do betão. A energia absorvida depende da relação tensão-deformação (das propriedades elásticas) do betão e, portanto, da sua resistência e rigidez, o que torna uma avaliação teórica bastante difícil.

Um betão de baixa resistência e de baixa rigidez absorve menos energia de que um betão com resistência e rigidez maiores. Logo, betões de baixa resistência apresentam índices esclerométricos menores.

### 2.1.4. GRANDEZA MEDIDA

O esclerómetro permite medir a dureza superficial do betão, propriedade que aumenta com a idade e com a resistência. Muitos autores têm então desenvolvido correlações entre o parâmetro medido pelo esclerómetro e a resistência do betão, sendo possível encontrar correlações com precisões bastante aceitáveis, embora não haja ainda qualquer relação que seja considerada universal.

Dentro do dispositivo, o recuo corresponde à energia de impacto definida para cada medição. Antes de retirar o instrumento a partir do elemento de betão o mecanismo de impacto pode ser bloqueado pelo botão de fecho e o valor da recuperação de R ser lido. A posição do ponteiro indica a recuperação (em percentagem) do martelo para a frente. A Equação 2.1 explica a forma como o valor R da recuperação ou ressalto é calculado [6].

$$R = 100 \sqrt{\frac{E_{\text{reflected}}}{E_{\text{forward}}}} = 100 \sqrt{\frac{\frac{1}{2}D x_R^2}{\frac{1}{2}D x_0^2}} = 100 \frac{x_R}{x_0} \quad (2.1)$$

Em que:

$E_{\text{forward}}$  – é a energia antes do impacto;

$E_{\text{reflected}}$  – é a energia após o impacto;

D – é a constante da mola;

$x_0$  – é o deslocamento de desencadeamento de impactos;

$x_R$  – é o deslocamento após o impacto (distância do recuo).

As superfícies mais adequadas para o ensaio utilizando o esclerómetro clássico são as faces verticais da estrutura de betão, o que significa que o impacto se produz em sentido horizontal. Nas superfícies horizontais, se a direção de impacto tiver um ângulo superior a 45°, para cima ou para baixo, deve-se considerar uma correção dos valores medidos devido ao efeito da gravidade [7].

O valor clássico de  $R$  baseia-se assim no curso mecânico da massa do martelo na recuperação. Ele é afetado pela sua fricção sobre a haste de guia, a fricção do ponteiro de arrasto sobre a escala, a influência da gravidade durante o seu retorno e a velocidade relativa entre a unidade e peças mecânicas. O valor de  $R$  é medido como uma característica de energia que não é absorvida pelo material sob teste.

Instrumentos mais modernos, como o Silver Schimdt da Proceq [42], medem a velocidade da massa do martelo imediatamente antes e depois do impacto e calculam o quociente  $Q$ . Baseado no mesmo princípio físico, a medição não é afetada pela fricção entre a massa do martelo e a haste de guia e a do ponteiro, e não há necessidade de compensar a direção do impacto. A Equação 2.2 explica como o valor do impacto  $Q$  é calculado [6]:

$$Q = 100 \sqrt{\frac{E_{\text{reflected}}}{E_{\text{forward}}}} = 100 \sqrt{\frac{\frac{1}{2} m v_R^2}{\frac{1}{2} m v_0^2}} = 100 \frac{v_R}{v_0} \quad (2.2)$$

O valor do impacto  $Q$  é expresso como uma função das respetivas energias cinéticas antes ( $E_{\text{forward}}$ ) e depois ( $E_{\text{reflected}}$ ) do impacto. Estas duas quantidades dependem da massa  $m$  do martelo e das respetivas velocidades imediatamente antes ( $v_0$ ) e depois ( $v_R$ ) o impacto. De acordo com a dureza da superfície do elemento de betão a velocidade de recuperação da massa do martelo é inferior ou superior.

É importante perceber a diferença entre os valores das leituras do  $R$ , correspondente ao martelo clássico, e das leituras do  $Q$ , correspondente ao aparelho mais recente descrito acima.

Com um instrumento do tipo Proceq obtém-se o valor de  $Q$  medindo a velocidade de impacto e de ressalto, isto é, imediatamente antes e depois do impacto. O valor de  $Q$  não precisa ser corrigido para a direção do impacto, representando o coeficiente de recuperação física e sendo virtualmente livre de todas as fontes de erro acima citadas, pois na realidade, a correção é feita automaticamente no aparelho. Assim, ao contrário de  $R$ , o valor de  $Q$  é o indicador mais utilizado como base para a estimativa da resistência à compressão.

Com o ganho de experiência no ensaio torna-se perceptível entre que valores poderá situar-se a resistência à compressão do betão através do valor do índice esclerométrico. O Quadro 2.1 mostra a correspondência entre a gama de resistência à compressão do betão e o respetivo índice esclerométrico  $Q$ .

Quadro 2.1 – Resistência à compressão em função do Índice Esclerométrico [14]

Índice Esclerométrico	Resistência à Compressão (MPa)
<20	<10
20 a 30	10 a 20
30 a 40	20 a 35
40 a 50	35 a 50
>50	>50

No seguimento deste trabalho, sempre que se fizer referência ao índice esclerométrico será em correspondência ao valor de  $Q$ , salvo indicação específica, já que, como se verá nos próximos capítulos, o instrumento de ensaio utilizado no programa experimental para a determinação do índice esclerométrico foi dos mais modernos. Assim, a partir deste parágrafo será adotada uma nomenclatura

mais comum para o índice esclerométrico, *R* de *rebound number*, a qual não deverá ser confundida com o *R* correspondente ao recuo do aparelho clássico.

#### 2.1.5. FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS

Embora o esclerómetro forneça um meio rápido e barato de verificação da uniformidade do betão, existem certos fatores que devem ser tidos em conta, tais como: a textura da superfície do betão, a secção do betão, a dureza superficial, o grau de saturação do betão, o tipo de agregado, o tipo de betão, o tipo de molde e a carbonatação da superfície do betão.

- A textura da superfície tem um efeito importante na precisão dos resultados do ensaio. Quando um teste é realizado em uma superfície de textura áspera, a ponta do êmbolo provoca um excessivo esmagamento e é medido um valor reduzido do índice esclerométrico. Por isso, a superfície de ensaio deve estar lisa e compacta, procedendo-se à sua prévia regularização uniforme com uma pedra de amolar (pedra de carboneto de silício) quando ela for rugosa [23].
- A secção do betão é outro fator que influencia os resultados. Se a secção for pequena, tal como de uma pequena viga, uma parede, um cubo de 150 mm, ou um cilindro de 150x300 mm, qualquer movimento sob o impacto vai baixar as leituras do índice esclerométrico. Nesses casos, a peça tem que ser rigidamente mantida ou apoiada por uma massa pesada [23].
- O desenvolvimento da dureza superficial também importa nos resultados. A dureza superficial do betão aumenta de forma rápida até aos 7 dias de idade, sendo que depois disso o ganho é bastante mais reduzido; porém, num betão com boas condições de cura pode haver ganho significativo de resistência após os 7 dias. São necessárias correlações diretas entre o índice esclerométrico obtido sobre a estrutura e a resistência à compressão de carotes retirados a partir da estrutura quando o betão testado for antigo. Para betões com pouca idade, ou onde a resistência é inferior a 7 MPa, o uso do esclerómetro de Schmidt não é recomendado, porque os valores do índice esclerométrico são muito baixos para se obter uma leitura precisa, além do martelo de teste prejudicar a superfície do betão.
- O grau de saturação do betão e a presença de humidade superficial têm um efeito decisivo sobre a avaliação dos resultados do ensaio de esclerómetro. As superfícies húmidas produzem um índice esclerométrico mais baixo do que as superfícies secas [34]. Sugere-se que, sempre que o estado real do betão corrente ou amostras não seja conhecido, é desejável pré-saturar a superfície várias horas antes do ensaio e usar a correlação para os ensaios em amostras saturadas [23].
- O tipo de agregado utilizado tem muita influência no valor do índice esclerométrico. Este é o resultado da energia absorvida pelo betão, relacionando-se tanto com a resistência como com a rigidez do mesmo. Dado que a rigidez é influenciada pelo tipo de agregado utilizado, então pode-se afirmar que o índice esclerométrico está também relacionado com o tipo de agregado utilizado [14]. Em betões com a mesma resistência, aqueles que apresentarem agregados mais duros terão valores mais altos do índice esclerométrico.
- O tipo de betão afeta significativamente as leituras. Um betão com cimento aluminoso pode ter uma resistência 100% superior do que a resistência obtida utilizando uma curva de correlação com base num betão feito com cimento Portland comum. Além disso, o betão com cimento super sulfatado pode ter 50% a menos de resistência do que os obtidos a partir de curvas de correlação de betões de cimento Portland [23].
- A carbonatação da superfície do betão é outro fator que afeta os resultados dos ensaios de esclerómetro. Em betões com idade superior a alguns meses o efeito da carbonatação é mais relevante pois a camada carbonatada pode ser de vários milímetros de espessura. Nestes casos,

o índice esclerométrico pode ser até 50% mais elevado do que aquele que seria obtido num betão sem carbonatação superficial. Para a não sobrestimação da resistência do betão deverão ser adotados fatores de correção adequados [14].

#### 2.1.6. NÚMEROS DE ENSAIOS RECOMENDADOS NAS NORMAS

De acordo com a norma NP EN 12504-2 [29], deve ser efetuado um mínimo de nove leituras para se obter um valor fiável da área de ensaio.

A área a ensaiar deve ter aproximadamente 300mm x 300mm e, na localização da área de ensaio, deve-se ter em conta a resistência do betão, o tipo de superfície, o tipo de betão, as condições de humidade da superfície, a carbonatação, o movimento do betão a ensaiar, a direção do ensaio e outros fatores apropriados. Deve ser garantido um espaçamento de 25mm entre dois pontos de impacto e entre um ponto e o bordo da peça. O resultado será a mediana das leituras e, caso mais de 20% das leituras diferirem da mediana em mais de seis unidades, todo o conjunto de leituras é desprezado.

A norma americana ASTM C805 [4] exige dez leituras numa área de pelo menos 150mm de diâmetro com distâncias entre os pontos de, no mínimo, 25mm. Se uma leitura diferir mais de seis unidades da média, esta deve ser desprezada e, neste caso, deve ser realizada uma nova média com base nas leituras restantes. Caso haja mais de duas leituras que diferem da média por seis unidades, todo o conjunto de leituras é desprezado.

Pela norma britânica BS 1881 – Parte 202 [9], o número mínimo de leituras deverá ser doze, localizadas preferencialmente nos pontos de interseção de uma grelha regular com linhas afastadas de 20mm a 50mm. O valor do índice esclerométrico deve ser calculado utilizando todos os valores das leituras, inclusive aquelas mais discrepantes, salvo se houver justificação para não se validar determinada leitura.

## 2.2. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE ARRANQUE (PULL-OUT)

### 2.2.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

O ensaio de *pull-out* mede a força máxima necessária para extrair uma ancoragem metálica incorporada no betão. O método é semi-destrutivo, no entanto, é de prática comum na avaliação estrutural já que fornece uma saída direta correlacionando com as propriedades mecânicas do betão. A partir da força medida é possível estimar a resistência à compressão do betão *in situ* por meio de uma correlação. Deste modo, consegue-se obter informações sobre a condição do material, quer utilizando o método isolado quer em combinação com outras técnicas (não destrutivas) [6]. O ensaio tem a vantagem de ser rápido, pouco dispendioso e, além disso os danos causados são reduzidos (exceto na zona de inserção da ancoragem).

O ensaio de *pull-out* é utilizado durante a construção para estimar a resistência local do betão para ajudar a decidir se as atividades críticas, como a remoção da cofragem, a aplicação de pós-tensão, ou remoção de proteção ao tempo frio podem prosseguir. Como a resistência à compressão é normalmente necessária para avaliar a segurança estrutural, a carga final de arranque medida durante o ensaio no local é convertida numa resistência à compressão equivalente por meio de uma relação pré-estabelecida [23].

Existem duas formas de realizar ensaio de *pull-out* [24, 43]: o *lok-test* e o *capo-test*.

O *lok-test* consiste na extração de um dispositivo (*pull-out insert*) constituído por um disco metálico (*insert head*) com 25 mm de diâmetro e 8 mm de espessura, que é colocado a 25 mm de profundidade em relação à superfície do betão, ligado por um veio metálico cónico centrado no disco (*shaft insert*) com 7 mm de diâmetro. Este dispositivo é fixado à cofragem antes da betonagem de modo a ficar embebido no betão; portanto, trata-se de um método adaptável apenas a estruturas novas.

O *capo-test* consiste no arranque de um dispositivo constituído por um veio e um anel que é expandido no interior de um furo realizado no betão endurecido. O anel é introduzido num furo de 18 mm de diâmetro e que depois de expandido fica com 25 mm de diâmetro, sendo colocado a 25 mm de profundidade relativamente à superfície betão.

Neste trabalho é dada especial atenção ao tipo de ensaio *capo-test*, uma vez que será um dos métodos utilizados na fase experimental. Portanto, tudo o que se referir acerca do *pull-out* a partir deste parágrafo corresponderá ao *pull-out* feito no betão endurecido, ou seja, ao *capo-test*.

Antes da realização deste ensaio (caso se realize numa estrutura) deve-se determinar a localização das armaduras e proceder-se à medição do recobrimento. De preferência, o ensaio é realizado fora da influência da malha constituída pelas armaduras, de modo a assegurar que estas não interferem com a superfície de rotura.

A bucha é puxada por um macaco ligado a um anel de reação, que é concêntrico com o eixo da bucha. O referido anel transmite a força de reação para o betão. À medida que a bucha é puxada para fora, um fragmento de forma cónica de betão é extraído da massa de betão [23]. A expansão desse anel dá-se à custa da pressão exercida na mesma quando o veio é puxado para fora, havendo um esmagamento lateral do betão através do qual dá-se a forma cónica do fragmento extraído. A geometria tronco-cónica é controlada pelo diâmetro interno do anel de reação ( $d_2$ ), o diâmetro da cabeça da bucha ( $d_1$ ), a profundidade de embebedimento ( $h$ ) e o ângulo do vértice ( $2\alpha$ ) do tronco de cone (Figura 2.3).

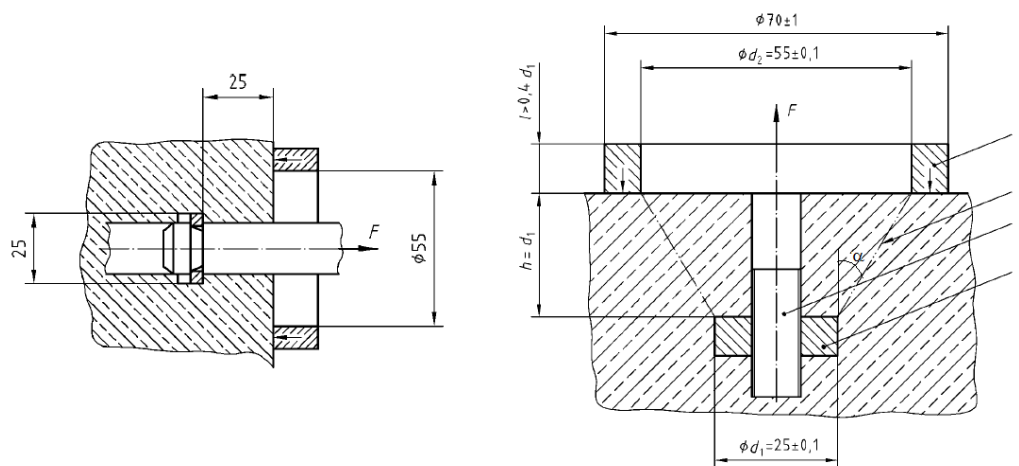


Figura 2.3 – Esquema do ensaio de arranque (*pull-out – capo-test*) [30]

Segundo a norma NP EN 12504-3 [30] o número de ensaios requeridos depende da variabilidade esperada do betão, bem como da finalidade do ensaio e da exatidão requerida.

O ensaio aplica-se para estimar a resistência em estruturas existentes, nomeadamente quando as estruturas estão deterioradas ou danificadas pelo fogo, quando os elementos estruturais estão mal consolidados, na avaliação do betão com baixa maturidade em estruturas carregadas precocemente, etc.

### 2.2.2. EQUIPAMENTO

Para o ensaio de *pull-out* (*capo-test*), deve-se realizar um furo no betão, perpendicular à superfície, com posterior introdução do dispositivo de arranque constituído por um veio e uma anilha expansiva. A cabeça da bucha, de diâmetro ( $d_1$ ), deve ser lisa e superior ou igual a  $2/3$  da dimensão nominal máxima do agregado, normalmente 25 mm. A espessura da cabeça da bucha e o limite de elasticidade do metal devem ser suficientes para evitar a plastificação da pastilha durante o teste.

O comprimento do eixo da bucha deve ser tal que a distância entre a cabeça da bucha para a superfície do betão ( $h$ ) seja igual ao diâmetro da cabeça da bucha. O diâmetro do eixo da bucha na cabeça não deve exceder  $0,60 d_2$ . O anel de contrapressão deve ter um diâmetro interior ( $d_2$ ) de 2,0 a 2,4 vezes o diâmetro da cabeça da bucha ( $d_1$ ), normalmente de 55 mm, e deve ter um diâmetro exterior de pelo menos 1,25 vezes o diâmetro interior (Figura 2.3). A espessura do anel deve ser de pelo menos 0,4 vezes o diâmetro da cabeça da bucha retirada [6].

Com a aplicação da carga a anilha expande-se, havendo então a rotura do betão em forma cônica. A Figura 2.4 traduz a sequência de operações para a realização do ensaio. A carga é aplicada lentamente através de um sistema hidráulico, de operação manual, e perpendicularmente à superfície a testar. A Figura 2.5 mostra o equipamento para o ensaio.

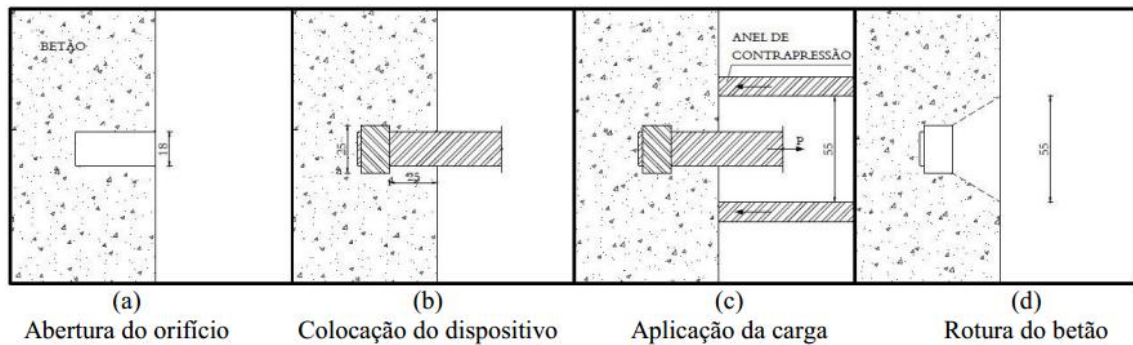


Figura 2.4 – Ilustração da sequência de operações no ensaio de *pull-out* (*capo-test*) [24]



Figura 2.5 – Equipamento *pull-out*



O ensaio é realizado até à rotura do betão, registando-se a força de rotura indicada no manómetro do aparelho. A rotura dá-se quando o ponteiro do manómetro decresce ligeiramente. A força é medida com uma precisão de  $\pm 2\%$  e é arredondada para o valor de 0,05 kN mais próximo [30].

### 2.2.3. PRINCÍPIO FÍSICO

Embora não haja consenso sobre o mecanismo de rotura para a carga máxima, entende-se que o ensaio de *pull-out* sujeita o betão a um estado não-uniforme e tridimensional de tensões [24]. Através da utilização de uma correlação previamente estabelecida, o teste de *pull-out* pode ser usado para fazer estimativas fiáveis da resistência local. A estimativa da resistência local pode ser obtida como o pico de força (a força de *pull-out*) e correlaciona-se com a resistência do betão obtida por ensaios de provetes normalizados em laboratório.

A rotura interna durante o teste de *pull-out* é um processo de vários estágios onde três fases distintas podem ser observadas, cada uma com diferentes mecanismos de rotura [6].

Na primeira fase, a um nível de cerca de 30-40% da carga máxima, inicia-se a perda de resistência a partir da ranhura formada pela cabeça da bucha. Estas fissuras percorrem o betão e atingem, normalmente, um comprimento total de 15-20 mm a partir do bordo da cabeça da bucha.

Na segunda fase de rotura interna há uma multiplicidade de microfissuras estáveis que são formadas na zona já fissurada da fase anterior. Estas fissuras desenvolvem-se a partir da parte superior da cabeça da bucha até ao bordo do anel de contrapressão. A formação deste segundo padrão de rotura é semelhante ao de microfissuras verticais no interior de um cilindro ou cubo de betão durante os ensaios de compressão uniaxial comuns.

Finalmente, quando a carga atinge o valor de pico, a terceira fase de rotura ocorre. Forma-se uma fenda de tração percorrendo todo o caminho em torno do bordo exterior da cabeça da bucha para o bordo interno do anel de pressão. A Figura 2.6 ilustra a trajetória das tensões do mecanismo de rotura.

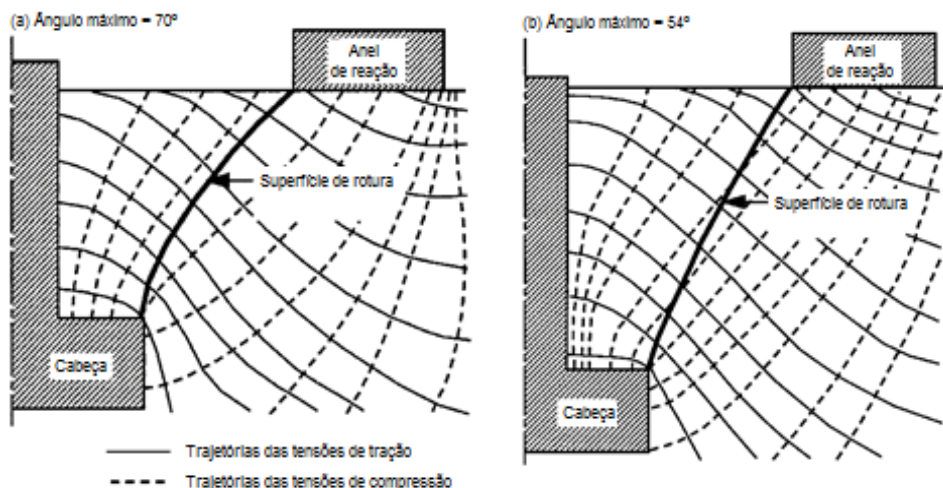


Figura 2.6 – Trajetórias das tensões principais do mecanismo de rotura no ensaio de *pull-out*, adaptado de [2]

### 2.2.4. GRANDEZAS MEDIDAS

O resultado do teste é a força de arranque  $F_u$ . Segundo a norma NP EN 12504-3 a correlação entre a resistência do betão à compressão e a força de arranque para o aparelho utilizado deverá ser obtida



experimentalmente [30]. A resistência de arranque  $f_p$  é obtida pela razão entre a força de arranque  $F_u$  e a área  $A$  da superfície de rotura (Equação 2.3).

$$f_p = \frac{F_u}{A} \quad (2.3)$$

Em que:

$f_p$  é a resistência de arranque (MPa ou N/mm<sup>2</sup>)

$F_u$  é a força de arranque (N)

$A$  é a superfície da rotura (mm<sup>2</sup>), sendo dada pela Equação (2.4):

$$A = \frac{1}{4}\pi(d_2 + d_1)[4h^2 + (d_2 + d_1)^2]^{1/2} \quad (2.4)$$

Onde:

$d_1$  é o diâmetro, em mm, da cabeça do disco de inserção ( $\pm 25$  mm)

$d_2$  é o diâmetro, em mm, do anel de apoio ( $\pm 55$  mm)

$h$  é a distância, em mm, entre a cabeça do disco de inserção e a superfície de betão.

#### 2.2.5. FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS

A experiência indica que a força de *pull-out* é de menor valor e mais variável para buchas de superfície manualmente colocadas (*capo-test*) do que para buchas ligadas à cofragem (*lok-test*). No *capo-test* é crucial remover a água livre a partir do furo no final da perfuração, remover os resíduos resultantes do furo e proteger o orifício da entrada de água adicional até a conclusão do ensaio, porque a penetração de água para dentro da zona de falha pode afetar a medição da força  $F_u$ . O ensaio deve ser realizado, tanto quanto possível, fora da influência das armaduras, pois estas oferecem resistência ao arrancamento do fragmento do betão, o que faz com que a força de arranque tenha um valor superior ao que teria se não houvesse armaduras [6].

Quando os resultados obtidos se situam fora da gama de valores aceitáveis deve-se procurar justificar estas discrepâncias. Resultados fora do normal podem ter origem em procedimentos inadequados ou ao mau funcionamento do equipamento de ensaio. Mas se não existirem causas óbvias dos valores extremos (*outliers*), considera-se a possibilidade de que estas discrepâncias da resistência do betão em diferentes locais de ensaio sejam reais, cujas causas podem estar em variações nas proporções da mistura, no grau de consolidação, ou nas condições de cura.

### 2.3. ENSAIO COM TRANSMISSÃO DE ULTRASSONS (ULTRASONIC TRANSMISSION)

O ensaio com transmissão de ultrassons, usado com sucesso para avaliar a qualidade do betão desde os anos 40, mede a velocidade de propagação de uma onda ultrassónica através do betão.

O ensaio permite a deteção de fissuras internas, imperfeições e alterações no betão, tais como a deterioração devido ao ambiente químico agressivo, congelamento e descongelamento. Permite ainda a determinação do módulo de deformabilidade e a estimativa da resistência à compressão [14, 23].

O equipamento utilizado no ensaio é constituído por um gerador de impulsos elétricos, um transdutor que introduz o impulso da onda no betão (emissor), um transdutor de detecção da chegada do impulso (recetor), um amplificador e um dispositivo eletrónico que mede com precisão o intervalo de tempo do impulso desde o emissor até ao recetor através do betão (Figura 2.7). O equipamento pode também ser ligado a um osciloscópio ou a outro dispositivo de visualização, para observar a natureza do impulso recebido [19, 23].

Com o registo do tempo de propagação da onda e sabendo a distância entre o ponto de emissão e de receção do impulso, a velocidade de propagação da onda é determinada pela Equação 2.5 [23].

$$V = \frac{L}{T} \quad (2.5)$$

Onde:

V - velocidade de propagação de ultrassons no betão (km/s);

L - comprimento de percurso (m);

T - tempo de trânsito (ms).

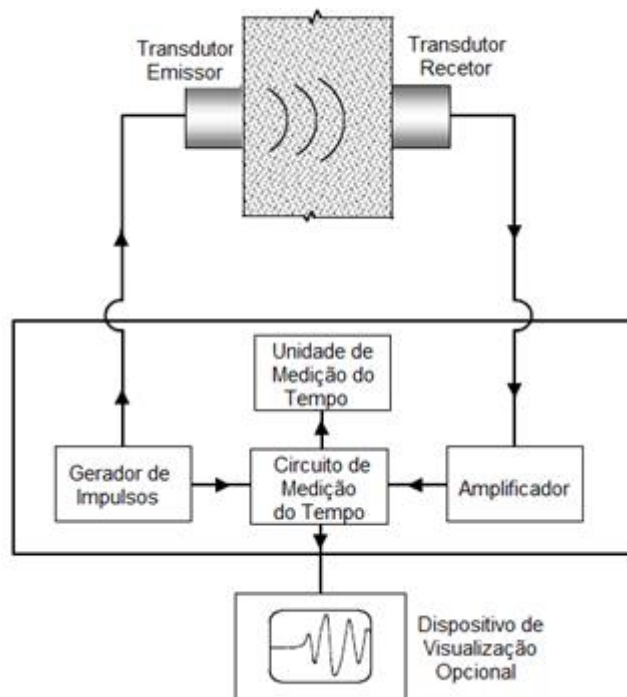


Figura 2.7 – Esquema do equipamento de medição da velocidade de propagação de ultrassons, adaptado de [23]

Quando a superfície de um sólido elástico recebe um impulso vibratório podem ser gerados três tipos de ondas mecânicas, também chamados de ondas de tensão [6, 23]:

- Ondas longitudinais ou de compressão (ondas P);
- Ondas transversais ou de corte (ondas S);
- Ondas superfície ou ondas de Rayleigh (ondas R).

Cada uma destas ondas propaga-se com a sua velocidade característica. Para um dado sólido, as ondas com maior velocidade de propagação são as ondas longitudinais e as com menor velocidade são as de superfície.

O ensaio de ultrassons pode ser feito através de transmissões direta, indireta e semi-direta, na superfície do betão (Figura 2.8).

A grande vantagem deste método é permitir obter informação do interior do betão, para além de ser um método fácil e económico, o que permite uma grande amostragem dos locais ensaiados.

Entretanto, a dificuldade de acesso pode prejudicar a utilização deste método (medições indiretas). As medições do tempo de propagação têm de ser efetuadas com bastante cuidado já que em grande parte dos betões a velocidade varia em intervalos muito pequenos.

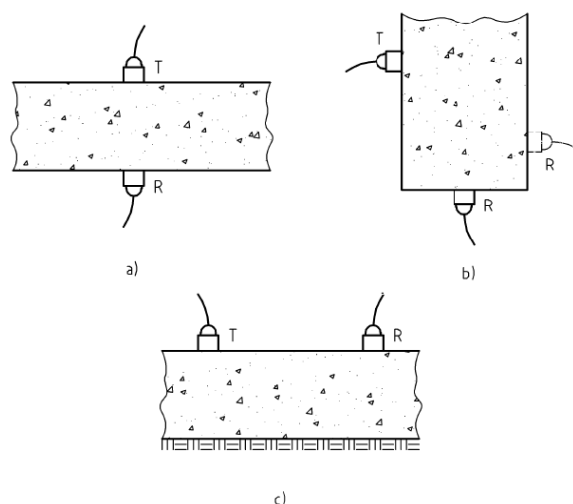


Figura 2.8 – a) Transmissão direta, b) Transmissão indireta, c) Transmissão semi-indireta [31]

É importante ter em conta alguns cuidados no procedimento do ensaio para que os resultados obtidos possam ter um grau de precisão elevado. São cuidados como: a preparação da superfície a ensaiar, a ligação dos transdutores, o método de colocação dos transdutores e a seleção dos próprios transdutores.

A superfície a ensaiar deve ser lisa, regular, apresentar-se limpa e a ligação acústica entre os transdutores e a superfície a ensaiar deve ser perfeita para prevenir a formação de bolhas de ar entre o objeto de teste e o transdutor as quais podem induzir a erro no tempo de propagação indicado, uma vez que a energia das ondas que pode ser transmitida através do ar é quase que desprezável. No mercado existem acoplantes que podem ser usados para assegurar um bom contacto e eliminar as bolsas de ar.

A velocidade de propagação do impulso para o betão comum é tipicamente 3700-4200 m/s [23]. O comprimento do percurso deve ser cuidadosamente medido, porque o método que mede a velocidade de impulso é uma técnica de propagação de ondas. Quaisquer outras fontes espúrias criando mesmo o mais ligeiro movimento de ondas no elemento a ser testado (por exemplo, martelos pneumáticos) devem ser eliminadas durante o tempo do ensaio.

A ideia de base, no qual o método de determinação da velocidade de impulsos está estabelecido é que a velocidade de um impulso de ondas de compressão através de um meio depende das propriedades elásticas do material, o módulo de elasticidade ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), e da densidade do

meio ( $\rho$ ); é praticamente independente da geometria do elemento e não é afetada pela frequência de vibração dos impulsos [23].

Para um meio infinito, homogêneo e isotrópico a velocidade de propagação de uma onda longitudinal é dada pela Equação 2.6 [23].

$$V = \sqrt{\frac{E_d K}{\rho}} \quad (2.6)$$

Em que:

V – velocidade de propagação de ultrassons no betão (km/s);

$$k = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

$E_d$  – módulo de elasticidade dinâmico (kN/mm<sup>2</sup>);

$\rho$  – densidade (kg/m<sup>3</sup>);

$\nu$  – coeficiente de Poisson.

Esta equação pode ser aplicada à propagação de uma onda através de um sólido qualquer, desde que a dimensão lateral seja não inferior ao comprimento da onda do impulso de vibrações transmitidas [19].

Sendo a velocidade de propagação diretamente relacionada com o módulo de elasticidade e este com a resistência à compressão, então a velocidade de propagação é relacionável com a resistência. Isto significa que, para uma dada composição de betão, no aumento da resistência à compressão com a idade, verifica-se um pequeno aumento da velocidade de propagação. Para idades mais avançadas do betão a velocidade de propagação é pouco sensível ao aumento da resistência.

A resistência pode ser estimada através de correlações entre a velocidade e a resistência do betão. As correlações estabelecidas através de provetes normalizados podem conduzir a erros devido à complexidade da estrutura interna do betão, pelo que são preferíveis as correlações estabelecidas através de carotes. As curvas de correlação normalmente assumem a forma exponencial.

A norma NP EN 12504-4 [31] refere três casos de correlações: correlação usando provetes moldados, correlação usando carotes e correlação com a resistência de elementos pré-fabricados.

É mais fácil relacionar a velocidade com a resistência nos primeiros dias de presa do betão, já que a velocidade se torna menos sensível para idades mais avançadas (aumento de resistência).

Os fatores que influenciam os resultados do ensaio com o ultrassons devem ser tidos em conta para que o método seja utilizado com sucesso. São eles: o estado da superfície do betão, o tipo de agregado, o tipo de cimento, a proporção de componentes, o teor de humidade, a temperatura do betão, a presença de armaduras, fissuras e homogeneidade do betão, a frequência dos transdutores, o comprimento de percurso e a forma e dimensões do provete [23, 31].

- A superfície da peça de betão a ser ensaiada deve ser lisa, para garantir o perfeito contato dos transdutores com a mesma. Deve-se evitar superfícies que receberam acabamento, pois estas podem não ser representativas de toda a peça [19, 23].
- A velocidade de propagação de ondas ultrassónicas é influenciada significativamente por agregados leves e dimensão máxima do agregado grosso. Agregados grossos têm módulos de elasticidade e velocidades de propagação da onda maiores que o da pasta de cimento. Com

isso, betões com massas específicas maiores, ou com maior quantidade de agregados, apresentam maiores velocidades de propagação da onda.

- O tipo de cimento também interfere nos resultados, embora a diferença entre betões com cimento *Portland* comum e de alta resistência inicial não seja significativa no ensaio de ultrassons. A diferença de velocidade da onda ultrassônica entre betões com cimento *CP III* e *CP V* apresentam, de modo geral, valores cerca de 5% maiores para betões com cimento *CP V*.
- As proporções de componentes podem fazer aumentar ou diminuir a velocidade de propagação da onda. Por exemplo, para betões com materiais similares, porém com diferentes relações água/cimento e agregado/cimento, e para uma determinada velocidade, a resistência diminui quando a relação água/cimento aumenta, ou quando o teor agregado/cimento aumenta. Para resistências nas idades iniciais, a influência da proporção da composição é menor do que em idades mais avançadas.
- Verifica-se que para betões com maior teor de humidade há um aumento de velocidade da onda ultrassônica. O oposto ocorre com a resistência à compressão, ou seja, há uma queda da resistência quando o betão apresenta maior humidade. O teor de humidade produz efeito químico e físico sobre a velocidade de propagação das ondas ultrassônicas.
- A temperatura do betão fora do intervalo de 10 °C a 30 °C implica correções nos resultados, pois influenciam a velocidade de propagação.
- A presença de armadura deve ser tida em conta. Se num betão não existirem armaduras, fissuras ou vazios, as ondas sonoras percorrem o menor caminho entre os dois transdutores. Porém, se existirem armaduras localizadas nas proximidades dos transdutores, as ondas podem transitar parte através delas e, parte através do betão. Devem ser evitadas as zonas próximas às armaduras paralelas à direção de propagação das ondas.
- Na existência de fissuras no betão, estas interseccionam o caminho das ondas, que contornam a fissura, resultando num comprimento de percurso maior. A velocidade da onda vai depender do tamanho da fissura e do que está preenchendo o vazio, se é ar ou água, pois a velocidade da onda sonora é maior na água do que no ar. Embora a homogeneidade de peças estruturais de betão possa ser avaliada de forma eficiente através do método de ultrassons, esta eficiência depende da escolha de pontos adequados para a realização das leituras, que deve ser feita através de um reticulado condizente com a dimensão da região defeituosa, dependendo também da peça estrutural e da precisão exigida do ensaio.
- Assim, o percurso deverá ser suficientemente comprido para que a velocidade não seja influenciada pela heterogeneidade do betão.
- A frequência dos transdutores também são fatores de influência nos resultados. São apropriados para o betão, transdutores com frequências entre 20 e 150kHz, sendo o mais utilizado o de 54kHz.
- A forma e dimensões do provete apenas influenciam a velocidade de propagação quando a menor dimensão lateral for inferior ao comprimento de onda do impulso vibratório, pois isto faz variar a propagação e, conseqüentemente, a velocidade medida virá diferente. O Quadro 2.2 indica as dimensões mínimas dos provetes a ensaiar [31].

Quadro 2.2 – Dimensões laterais mínimas dos provetes [31]

Frequência do transdutor (kHz)	Velocidade de propagação dos ultrassons no betão (km/s)		
	V = 3,50	V = 4,00	V = 4,50
	Dimensão lateral mínima recomendada do provete (mm)		
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

## 2.4. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO DE BETÕES (CARBONATION DEPTH)

A determinação da profundidade da carbonatação permite avaliar o risco de corrosão das armaduras no interior do betão. Ou seja, a carbonatação pode neutralizar a proteção do aço e, caso toda a cobertura do betão esteja carbonatada, a corrosão do aço pode ocorrer se a humidade e o oxigénio atingirem ao aço [19].

O fenómeno da carbonatação de betão ocorre quando há uma reação química entre o dióxido de carbono presente no ar e os sais minerais hidratados de cimento, como o hidróxido de cálcio, dando lugar à produção de carbonatos, como por exemplo, o carbonato de cálcio. O tempo requerido para a carbonatação dá-se de forma lenta e pode ser calculado sabendo a permeabilidade do betão de acordo com a Equação 2.7.

$$t = \left(\frac{d}{k}\right)^2 \quad (2.7)$$

O parâmetro  $t$  é o tempo de carbonatação,  $d$  é o recobrimento do betão e  $k$  é a permeabilidade.

O ensaio é muito simples e fácil de executar, envolvendo uma quantidade mínima de danos causados à superfície de betão por perfuração ou retirada de carotes. O ensaio é feito através da pulverização de uma superfície recém-exposta do betão com uma solução de 1% de fenolftaleína (indicador ácido-base). O indicador no hidróxido de cálcio assume uma coloração roxa na região não carbonatada ( $\text{pH} > 10$ ), enquanto que na porção carbonatada é incolor ( $\text{pH} < 10$ ).

As carotes extraídas dos elementos estruturais são pulverizadas com uma solução de fenolftaleína e a profundidade da camada incolor (camada carbonatada) a partir da superfície externa é medida ao mm mais próximo de 4 a 8 posições, calculando-se a correspondente média.

Se o ensaio é para ser feito a partir de um furo, a poeira deve ser removida a partir do primeiro furo usando um pincel de ar e, novamente, a profundidade da camada incolor medida em 4 ou 8 posições e feita a média. Se o betão ainda retém a sua característica alcalina, a cor do betão irá mudar para roxo. Se a carbonatação tiver ocorrido o  $\text{pH}$  ter-se-á alterado para 7 (ou seja, condição neutra) e não haverá qualquer alteração de cor.

A profundidade de carbonatação também pode ser estimada analiticamente pela Equação 2.8 que utiliza a idade do elemento estrutural, a relação de água/cimento e uma constante que varia dependendo do revestimento da superfície do betão [19].

$$y = \frac{7.2}{R^2(4.6x-1.76)^2} C^2 \quad (2.8)$$

Em que:

y – idade da estrutura (anos)

x – é a relação água/cimento

C – é a profundidade de carbonatação (mm)

R – é uma constante ( $R = \alpha\beta$ )

A constante R depende do revestimento de superfície do betão, através do parâmetro  $\beta$ , e se o betão se encontra em ambiente exterior ou interior, dado pelo parâmetro  $\alpha$ , que tem o valor de 1,7 para o betão no interior e de 1,0 para betão exterior. Os valores de  $\beta$  são dados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Valores de  $\beta$  [19]

Acabamento	Interior	Exterior
Sem acabamento	1.7	1.0
Gesso	0.79	
Argamassa e gesso	0.41	
Argamassa	0.29	0.28
Argamassa e pintura	0.15	
Azulejos	0.21	0.07
Pintura	0.57	0.8

Portanto, a profundidade de carbonatação é dada pela Equação 2.9.

$$C = \frac{y^{1/2} R (4.6x - 1.76)}{\sqrt{7.2}} \quad (2.9)$$

## 2.5. ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE ARRANQUE DE CILINDRO (*PULL-OFF* / *BREAK-OFF*)

Os ensaios de *pull-off* e de *break-off* são métodos de determinação da força de arranque de um cilindro e constituem métodos NDT da mesma classe que o ensaio de *pull-out*, uma vez que o resultado obtido tem igualmente uma magnitude em resistência (força de arranque).

O ensaio de determinação da força de arranque de um cilindro consiste em destacar uma amostra cilíndrica de betão num plano de superfície da falha, paralelo ao acabamento do elemento estrutural. A tensão de rotura pode então ser relacionada com a resistência à compressão ou à flexão do betão por meio de uma expressão predeterminada que relaciona a resistência do betão com a força de arranque para um determinado tipo de betão [23].

O *pull-off* mede a força de tração necessária para arrancar um disco metálico colado à superfície do betão juntamente com uma camada adjacente ao disco. O disco é colado ao betão com uma cola especial (epoxy) sendo necessário uma boa preparação da superfície do betão para que a aderência entre o betão e o disco seja completa. A camada de betão arrancada juntamente com o disco pode ser

superficial ou profunda (carotagem parcial), quando se pretende reduzir os efeitos da camada superficial ou determinar a aderência de materiais de reparação (Figura 2.9) [23].

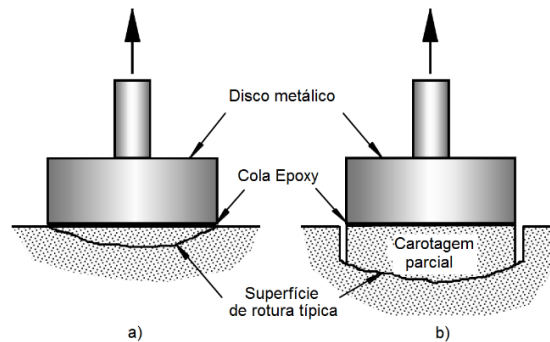


Figura 2.9 – Esquema do ensaio de *pull-off* – (a) Superfície de rotura superficial, (b) Superfície de rotura profunda (carotagem parcial), adaptado de [23].

No ensaio de *break-off* a amostra é obtida através de uma luva plástica tubular descartável inserida no betão fresco e removida no tempo planeado para o ensaio ou então pela perfuração do betão endurecido. O ensaio é efetivamente indicado para a determinação da resistência à flexão do betão, porém esta grandeza pode ser correlacionada com a respetiva resistência à compressão. O *break-off* assume que a resistência à flexão do betão é dada pela rotura da fibra de extremidade da amostra. O local para a realização do teste deve ser escolhido para que seja minimizado o risco de dano estrutural e o elemento deve ter uma espessura mínima de 100 mm [10]. A Figura 2.10 ilustra um esquema do ensaio incluindo o aparelho necessário e as distâncias a serem respeitadas [23].

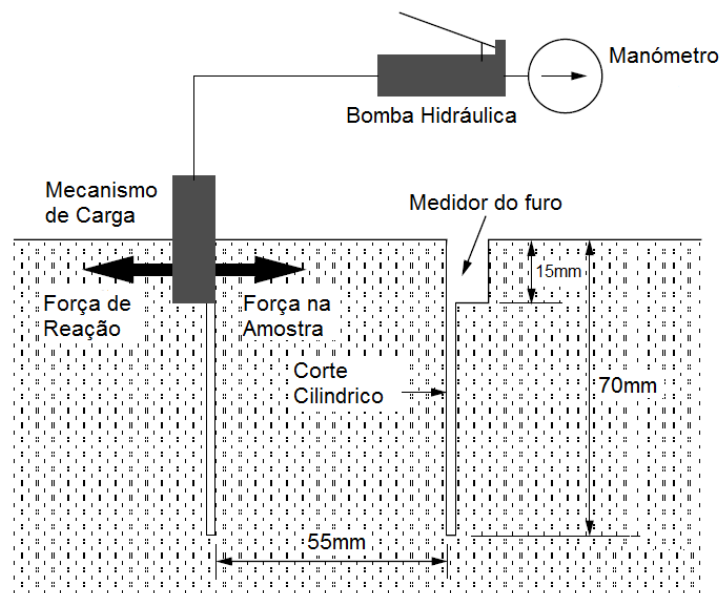


Figura 2.10 – Esquema do ensaio de *break-off*, adaptado de [23]

A importância da determinação da qualidade do betão levanta a questão da eficácia dos testes baseados em cilindros normalizados através dos quais a resistência de um elemento de betão é determinada. Afinal, a resistência local do betão não é a mesma que a resistência do cilindro normalizado porque o betão é colocado, compactado e curado de um modo distinto. Tanto o ensaio de



*pull-off* como o de *break-off* medem a resistência do betão, trazendo então uma solução à questão anterior.

Os métodos utilizados na determinação da força de arranque de um cilindro têm a vantagem de serem rápidos, pouco dispendiosos, com equipamentos de simples manobra e necessidade de apenas uma face exposta do elemento estrutural. A maior desvantagem reside no fato dos danos ficarem visíveis pelo que devem ser reparados; porém, estes não constituem danos estruturais.

Aplica-se a determinação da força de arranque de um cilindro no controlo e garantia da qualidade do betão, oferecendo resultados com um grau de precisão muito aceitáveis, tanto em estruturas novas como em estruturas já existentes.

Embora seja obtida a tensão de rotura pelo ensaio, esta não deverá ser diretamente equiparada à resistência à tração. Resultados de maior confiança são obtidos quando se estabelecem correlações desenvolvidas experimentalmente para o betão em teste e o aparelho utilizado. Por outro lado, o uso de uma correlação geral pode ser útil em determinadas circunstâncias [10].

Existem vários fatores que podem influenciar os valores obtidos e que são responsáveis pela variabilidade neste ensaio. A composição e as propriedades do betão são os mais importantes. Existem ainda fatores como: o tipo e o tamanho do agregado, as condições de cura, a variação da superfície de rotura, a orientação e a posição do inerte sob o disco, o material do disco (aço ou alumínio), o diâmetro (d) e a espessura (e) do disco (razão e/d), os efeitos de corte no betão, o sistema de contrapressão do equipamento e a velocidade de aplicação da carga [12, 23, 34].

## 2.6. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (*WINDSOR PROBE TEST*)

O ensaio de resistência à penetração consiste na penetração de uma sonda (ou pino) disparada por uma pistola contra a superfície do betão até que a sua energia cinética seja totalmente absorvida. O aparelho denominado *Windsor Probe*, ou pistola de Windsor surge nos Estados Unidos na década de 60, com o objetivo de estimar a qualidade e a resistência à compressão do betão [23]. O ensaio permite avaliar o desenvolvimento da resistência do betão nas primeiras idades.

O ensaio tem baixo custo, a aplicação no campo é simples e rápida, sendo necessário apenas o acesso a uma das faces da estrutura a ser ensaiada. O equipamento é de fácil operação, durável, possui um dispositivo de proteção contra disparos acidentais e necessita de pouca manutenção. Entretanto o ensaio possui algumas limitações nos resultados obtidos, quer em termos de classes de resistência, tipos de betão e inertes, bem como na avaliação da influência de determinadas características como a temperatura e carbonatação.

No ensaio deve-se evitar as zonas de armaduras, fato que por vezes pode ser difícil de se saber nas estruturas antigas. A área a ser testada deve ter a superfície lisa. Para testar as estruturas grosseiras e com acabamentos, a superfície do betão deve ser alisada na área do teste.

Ao contrário do ensaio de determinação do índice esclerométrico, que é um teste superficial, o ensaio de resistência à penetração avalia a qualidade do betão a uma profundidade significativamente maior (acima dos 50 mm), o que torna os resultados mais significativos [23].

O equipamento utilizado no ensaio de resistência à penetração é constituído por: a pistola, os cartuchos, as sondas, medidor de profundidade e dispositivo de nivelamento mecânico para medir o comprimento médio exposto de três sondas disparadas num padrão triangular (que consiste em duas placas triangulares quando a superfície é plana) [19].

A Pistola de Windsor, que utiliza dois tipos de pinos, é o aparelho mais conhecido (Figura 2.11).



Figura 2.11 – Equipamento da Pistola de Windsor [47]

O nível de energia a utilizar depende do tipo de betão. Para betões de baixa resistência, inferiores a 26 MPa (cubos) ou 21 MPa (cilindros) ou em ensaios até aos 20 dias deve-se utilizar o nível baixo de energia. Para betões com resistência superiores a 26 MPa (cubos) ou 21 MPa (cilindros) ou em ensaios a partir dos 28 dias, deve-se utilizar o nível alto de energia.

As sondas distinguem-se em sonda de prata, para ensaios em betões normais (diâmetro de 6,35 mm), e sonda dourada, para ensaios em betões leves (diâmetro de 7,94 mm).

A rotura do betão dá-se abaixo da ponta da sonda, criando fissuras provocadas pelo impacto e a posterior desagregação do betão à superfície. A energia é absorvida, em parte, pela fricção do pino no betão, e outra parte na fratura do betão. A energia vai-se dissipando pelas fraturas, pelo atrito e pela compressão de um bolbo de compressão formado pela penetração. A compressão do bolbo impede o recuo da sonda e sugere que o bolbo e a profundidade de penetração sejam inversamente proporcionais à resistência do betão [12].

No ensaio de resistência à penetração é importante ter em conta alguns fatores, defendidos por autores, que podem influenciar os resultados, como sejam o tipo de betão, o tipo e tamanho do agregado, a idade e a cura do betão e o reboco.

A superfície rebocada pode conduzir a pequenas penetrações, mas a humidade e a textura da camada superficial já não geram influência, pois a sonda penetra no interior do betão [2].

Já os fabricantes da Pistola de Windsor apenas consideram a dureza do agregado como fator de influência os resultados [47]. Vários autores são da opinião que existem outros fatores que podem ter grande influência nos resultados dos ensaios.

A penetração da sonda relaciona-se com propriedades do betão abaixo da superfície e, dentro de limites, é possível desenvolver correlações empíricas entre a resistência e a profundidade de penetração da sonda [2].

Correlações são fornecidas pelo fabricante da Pistola de Windsor, baseadas em relações empíricas estabelecidas em laboratório, através de tabelas relativas ao comprimento exposto da sonda com a

resistência à compressão do betão. Para cada valor de comprimento exposto, são dados diferentes valores de resistência à compressão, dependendo da dureza do agregado determinado pela escala de Mohs. No entanto as tabelas do fabricante nem sempre dão resultados satisfatórios. É, portanto, indispensável para cada utilizador, correlacionar os resultados do teste com o tipo de betão em uso. Embora a técnica de resistência à penetração tenha sido padronizada, o padrão não proporciona um procedimento para o desenvolvimento de uma correlação [19].

Os tipos de correlação entre o comprimento exposto da sonda e a resistência à compressão são, normalmente, lineares. Embora para a correlação a medição seja feita no comprimento exposto da sonda, o coeficiente de variação deve ser expresso em função do comprimento de penetração, uma vez que este terá influência da resistência do betão [2].

Os elementos estruturais a serem ensaiados não devem ser esbeltos (devem ter espessura mínima de 150mm), pelo fato de que podem ocorrer fissuras nos mesmos durante a execução do ensaio. Deve-se respeitar uma distância mínima de 100mm das bordas da peça e 175mm entre os pinos [2].

## 2.7. ENSAIOS COM RADAR DE PENETRAÇÃO TERRESTRE (GROUND PENETRATING RADAR)

O ensaio com radar de penetração terrestre (GPR) é um método de ensaio eletromagnético com uma ampla gama de aplicações em ensaios de betão e vários outros materiais [19]. Rege-se pelos processos envolvidos na propagação da energia eletromagnética através de materiais com diferentes constantes dielétricas.

Por volta de 1960 foram desenvolvidos vários tipos de sistemas de radar, que foram chamados radares de penetração terrestres (GPR) devido à sua aplicação original, surgindo pelo princípio de que a velocidade de micro-ondas e a sua amplitude, em função da distância percorrida num sólido, podem variar significativamente de um material para outro, e que estas propriedades poderiam ser usadas para identificar e perfilar características geológicas do subsolo.

Como o aparelho não está atualmente limitado apenas à sondagem de características geológicas, e devido à natureza dos pulsos de micro-ondas que são empregados pelos sistemas de radar, o GPR é também designado de radar de pulso curto.

Um sistema base de GPR é composto por uma unidade de controlo, que emite impulsos de energia eletromagnética, uma ou várias antenas, para a transmissão e para a receção, um gravador oscilográfico, e uma fonte de energia de corrente contínua (Figura 2.12). Nas inspeções de estruturas de betão significativas, como pavimentos e calçadas da ponte, é obrigatório um gravador multicanal devido à rapidez com que a inspeção deverá ser realizada.

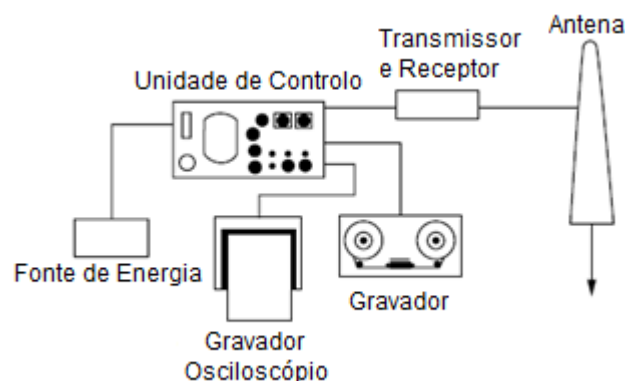


Figura 2.12 - Componentes de um sistema base de radar, adaptado de [23]

As antenas podem ser monoestáticas, com transmissor e recetor a uma distância fixa na mesma caixa, ou biestáticas, com transmissor e recetor como unidades separadas. Em função do tipo e características das antenas, estas são acopladas ao objeto ou utilizadas em modo de não-contacto.

O GPR pode operar com diversas frequências, as quais correspondem a diferentes antenas. A escolha da antena a utilizar depende do objetivo do levantamento (dimensões e profundidade do alvo) assim como das condições locais. Os sinais de alta frequência permitem alta resolução e pouca penetração, os sinais de baixa frequência produzem baixa resolução com alta penetração. As antenas utilizadas na inspeção do betão têm frequências que variam entre 500 e 1500 MHz.

O Quadro 2.4 mostra diferentes frequências para as antenas e correspondentes aplicações. A escolha da antena correta é fundamental para se obter um bom resultado com o ensaio GPR.

Quadro 2.4 – Opções de Antenas [22]

Frequência	Aplicações	Profundidade de penetração aproximada (m)
2.6 GHz	Inspeções em Betão	0 – 0.30
1.5 / 1.6 GHz	Inspeções em Betão	0 – 0.50
900 MHz	Inspeções em Betão, Identificação de vazios, Solos superficiais	0 - 1
400 MHz	Engenharia, Meio Ambiente, Identificação de vazios, Arqueologia	0 - 4
270 MHz	Geologia, Engenharia, Meio Ambiente, Arqueologia	0 - 6
200 MHz	Geologia, Engenharia, Mineração, Meio Ambiente, Arqueologia	0 – 9
100 MHz	Geologia, Meio Ambiente, Mineração, Arqueologia	0 - 15
16 – 80 MHz	Geologia	0 - 50

As unidades centrais possuem um ou mais canais para usar uma ou mais antenas em simultâneo. Os sinais de radar podem chegar a várias centenas dependendo sobretudo da unidade central. As unidades centrais possibilitam ainda o armazenamento e visualização de dados em tempo real. Além disso, os sinais de radar gravados são passíveis de tratamento por meio de técnicas de processamento de sinais que facilitam a análise e interpretação dos dados.

O ensaio tem a vantagem de ser totalmente não destrutivo, rápido, sendo capaz de realizar centenas de medições por segundo, e de poder ser utilizado no modo de não-contacto.

Tem aplicação na deteção rápida de laminações e outros tipos de defeitos em pavimentos de betão armado. O ensaio poderá também ter outras aplicações, como o controlo da hidratação do cimento ou o desenvolvimento de força em betão, o estudo do efeito de vários adjuvantes na cura do betão, a determinação do teor de água no betão fresco, e a medição da espessura de elementos de betão [23].

## 2.8. ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA (*ELECTRICAL RESISTIVITY MEASUREMENT*)

O ensaio de determinação da resistividade elétrica do betão é um ensaio não destrutivo, simples e económico muito utilizado durante a fase de construção e de exploração para o controlo da qualidade do betão. A influência do ambiente na cura e na maturidade do betão da estrutura, geralmente não era considerada. Procurando-se melhorar a qualidade da construção e da durabilidade das estruturas, foram sendo desenvolvidas e implementadas novas técnicas, tais como este ensaio.

A resistividade é independente da geometria e dimensão da amostra sendo representativa das propriedades médias do material na escala de amostra. A variação da resistividade no interior da amostra não pode ser caracterizada. Permitindo a caracterização de betão, em condições controladas, o método é proposto para avaliar as propriedades de betão inicial como um teste de conformidade para o betão, tal como, por exemplo, teste de resistência à compressão [6].

A partir da medição da resistividade elétrica é possível estimar a resistência à compressão do betão tirando partido do facto de terem semelhante evolução ao longo do tempo.

O método de medição da resistividade elétrica foi desenvolvida por geólogos, com o método dos quatros eléctrodos, sistema desenvolvido por Wenner, para a avaliação da resistividade elétrica em solos (Figura 2.13a). Mais tarde, esta técnica foi adotada para o betão, para avaliação da resistividade elétrica em laboratório e em estruturas *in-situ* (Figura 2.13b) [40].

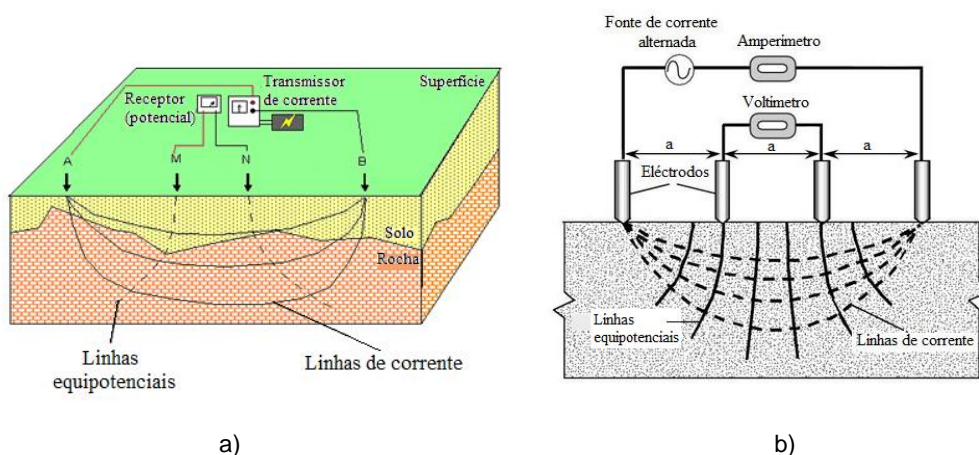


Figura 2.13 – Sonda Wenner - técnica dos quatro eléctrodos (a) em solos e (b) em superfícies de betão, adaptado de [41].

A resistividade elétrica aparente  $\rho$  obtida pela sonda de Wenner é dada pela Equação 2.10.

$$\rho = k \cdot R_e \quad (2.10)$$

Em que os parâmetros correspondem a:

$\rho$  – Resistividade elétrica do betão ( $\Omega \cdot m$ )

$k$  – Constante geométrica que depende da secção e comprimento da amostra (m);  $k = 2 \cdot \pi \cdot a$

$a$  – Distância entre os eléctrodos (m)

$R_e$  – Resistência elétrica do betão ( $\Omega$ );  $R_e = \frac{V}{I}$

$I$  – Intensidade elétrica do circuito (A)

$V$  – Diferença de potencial (V)

Posteriormente foram desenvolvidas e adaptadas outras técnicas para a medição da resistividade elétrica, como a técnica dos dois eléctrodos, em que dois eléctrodos são colocados em contacto com a superfície do betão ou embebidos no seu interior, aplicando uma corrente elétrica e medindo a diferença de potencial. Entretanto, o método dos quatro eléctrodos é o mais utilizado para a determinação *in-situ* da resistividade do betão [40].

A Figura 2.14 ilustra o esquema de ensaio para a medição da resistividade elétrica usando a técnica dos 2-eléctrodos.

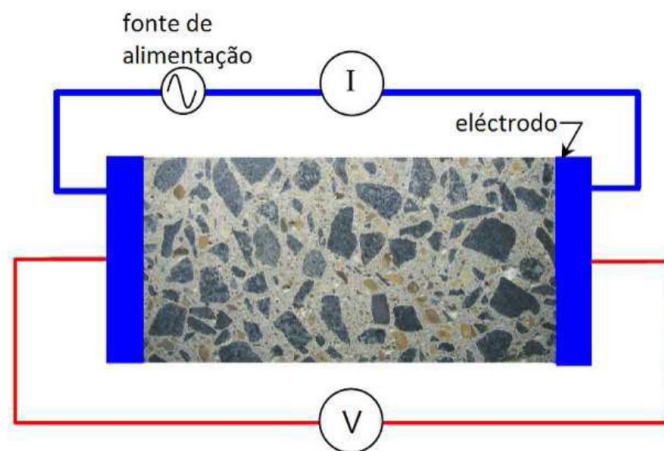


Figura 2.14 – Técnica dos 2-eléctrodos, adaptado de [41]

Pela lei de Ohm, que relaciona a intensidade aplicada com a diferença de potencial medida, obtém-se a resistência elétrica (Equação 2.11). A resistividade elétrica é calculada multiplicando a resistência elétrica por uma constante geométrica que depende da secção reta (amostra ensaiada e do eléctrodo utilizado) e do comprimento da amostra [23].

$$R = \frac{V}{I} \Leftrightarrow R = \rho \times \frac{L}{A} \Leftrightarrow \rho = \frac{V}{I} \times \frac{A}{L} \quad (2.11)$$

Em que:

$R$  – Resistência elétrica ( $\Omega$ );

$I$  – Intensidade de corrente (A);

$V$  – Diferença de potencial (V);

$\rho$  – Resistividade elétrica ( $\Omega.m$ );

$A$  – Área do eléctrodo em contacto com a amostra;

$L$  – Distancia entre os eléctrodos (m).

Conforme já referido, o equipamento utilizado na medição da resistividade elétrica é a Sonda Wenner. É composta por quatro eléctrodos, duas sondas de corrente exteriores e duas sondas internas de tensão,

que são colocados em uma linha reta sobre ou abaixo da superfície de betão com distância constante entre si. Recomenda-se que a distância entre os elétrodos seja constante e não inferior a 30 mm, salvo raras exceções, em que pode ser utilizada com 20 mm de afastamento. Existem modelos onde é possível ajustar os elétrodos entre si, sendo assim muito úteis na aplicação *in-situ*, em estruturas de betão armado, depois de conhecer a espessura de recobrimento das armaduras, podendo minimizar a influência das armaduras na medição da resistividade elétrica.

O ajuste entre a superfície do betão e as sondas é importante para se ter um contato elétrico satisfatório. É aconselhado pré-humedecer a superfície do betão e, em alguns instrumentos, deve ser aplicado um gel condutor para melhorar o contato [19].

Na determinação da resistividade elétrica pode-se ainda distinguir se é feita em corrente contínua (CC) ou corrente alternada (CA) [40].

É de referir que a resistividade elétrica pode ainda ser obtida através da condutividade elétrica, que é o inverso da anterior. Nesta técnica, o ensaio é feito em provetes cilíndricos saturados, com o diâmetro compreendido entre 90 e 110 mm e com comprimento superior a 200 mm [41].

O ensaio serve de apoio na tomada de decisão no que diz respeito, por exemplo, à aplicação de pré-esforço em elementos de betão armado, após definida uma determinada classe de betão e a verificação em laboratório do cumprimento das exigências de resistência e de durabilidade.

A resistividade elétrica do betão é influenciada por vários fatores, quase todos interligados entre si. Estes fatores podem compreender a temperatura, o teor de humidade, a razão água/ligante, o tipo de ligante, o tipo de agregado, as dimensões dos provetes, a influência das armaduras e a relação com os parâmetros de durabilidade. Refere-se de seguida os efeitos destes fatores [41].

- O aumento da temperatura conduz a uma diminuição da resistividade elétrica. Quando a temperatura aumenta, o líquido existente nos poros do betão diminui a viscosidade fazendo com que iões que transportam a corrente aumentem a mobilidade e, consequentemente a redução da resistividade elétrica. Entre os 0°C e os 40°C, ocorre uma duplicação de resistividade elétrica para uma diminuição de 20°C, ou uma mudança de 3% a 5% por cada grau. São necessárias correções devido à influência da temperatura.
- A diminuição da humidade do betão faz com que a resistividade elétrica aumente já que a água nos poros que transporta a corrente diminui. Por outro lado, à medida que aumenta o grau de saturação, a resistividade elétrica diminui. Quando a humidade relativa atinge os 40%, há uma extinção da condutividade elétrica, mesmo existindo água na matriz cimentícia, pois esta água retida nos poros acaba por não ter um comportamento condutor.
- A resistividade elétrica da pasta de cimento aumenta com a diminuição da relação água/ligante pois há uma afetação dos iões presentes nos poros. Esta influência relaciona-se com o grau de saturação, pelo que se tratando de amostra seca, o grau de saturação então já não tem muita relevância. Para uma relação água/cimento de 0.45 a 0.70 e um teor de humidade entre 40% e 60%, a diminuição da resistividade elétrica é mais significativa do que para um grau de saturação de 100%. Este fator de influência é um dos mais importantes parâmetros de qualidade do betão, porque afeta as suas características mecânicas e de durabilidade.
- O tipo de cimento e o teor em alcalis e de aluminato tricálcico são os fatores químicos de maior influência na resistividade do betão, pois podem influenciar a microestrutura da matriz de cimento do betão, bem como a composição química da solução dos poros, e assim, a resistividade elétrica.
- Os agregados possuem resistividade elétrica superior à da pasta de cimento, havendo alguns agregados, tais como o granito e o mármore, cuja resistividade é considerada infinita quando

comparada com a do cimento. Sabendo que quanto mais cimento houver no betão menor é a resistividade, ainda que seja a pasta de cimento a definir a resistividade no betão, o tipo de agregado continua a exercer influência.

- As dimensões e a geometria dos provetes podem induzir a erros na medição da resistividade elétrica. As dimensões do provete deverão ser superiores ao espaçamento entre os elétrodos senão, a resistividade elétrica medida poderá não ser exatamente a resistividade real do betão. À medida que a distância ao bordo da peça diminui, para um determinado espaçamento entre os elétrodos, a resistividade elétrica aumenta. Isto dá-se pelo facto de o fluxo de corrente ser mais restrito quando as medições de resistividade elétrica são feitas próximas do bordo, obtendo-se valores mais elevados.
- A presença de armaduras no betão perpendiculares ao fluxo da corrente pode aumentar o valor da resistividade elétrica em aproximadamente 10%. Assim, a localização das armaduras presentes no betão armado é importante e, sempre que possível, o ensaio deve ser realizado o mais afastado possível dos varões.

## 2.9. NOTAS DE SÍNTESE

Ao longo deste capítulo foram abordadas algumas técnicas não destrutivas para a estimativa da resistência à compressão do betão *in situ*. Essa abordagem foi feita com maior ênfase nos ensaios de determinação da dureza superficial do betão e no ensaio de determinação da força de arranque, pois são esses os ensaios aplicados na fase experimental.

Cada método apresenta as suas particularidades, maior ou menor simplicidade e aplicações distintas. Verifica-se que é necessário ter em conta os fatores que influenciam os resultados obtidos, e que alguns até são os mesmos em diferentes ensaios. Em comum está a simplicidade e o custo reduzido dos ensaios, excluindo o custo dos equipamentos que é variável.

O ensaio de determinação do índice esclerométrico é muito fácil, económico e rápido de ser realizado além do aparelho, o esclerómetro, ser bastante simples. Para a concretização do ensaio basta preparar a superfície do betão de forma a ficar lisa e pressionar o esclerómetro contra o betão para se obter um valor da dureza superficial do betão expresso em termos de índice esclerométrico. Fatores como a saturação do betão, o tipo de agregado, o tipo de betão, a textura da superfície do betão, a secção do betão e a carbonatação devem ser tidos em conta na avaliação dos resultados obtidos. Devido a esses fatores e pelo facto do ensaio permitir avaliar apenas a camada superficial do betão, a precisão do ensaio é ainda muito discutida.

O ensaio de determinação da força de arranque fornece a força necessária para o arranque de uma ancoragem metálica no betão. Na técnica de ensaio *capo-test* a bucha é inserida no betão endurecido e na técnica *lok-test*, a ancoragem é fixada à cofragem antes da betonagem. Como a técnica de *capo-test* foi a utilizada na fase experimental, foi-lhe dada especial atenção. O ensaio causa danos que, ainda que reduzidos, necessitam de reparação caso estejam à vista. Por outro lado é rápido e económico.

No ensaio com transmissão de ultrassons, além de permitir a estimativa da resistência à compressão, permite a avaliação da qualidade do betão através da deteção de fissuras, imperfeições de alterações no betão. O ensaio fornece a velocidade de onda no betão, parâmetro através do qual é feita a estimativa da resistência. Apesar do ensaio ser fácil e económico, os resultados podem ser afetados de muitos fatores como o estado da superfície do betão, o tipo de agregado, o tipo de cimento, a proporção de componentes, o teor de humidade, a temperatura do betão, a frequência dos transdutores, o comprimento de percurso e a forma e dimensão do provete.



O ensaio de determinação da profundidade de carbonatação é realizada pela pulverização de uma solução de fenolftaleína num furo feito no betão ou numa carote extraída do betão. A coloração da zona pulverizada permite medir a profundidade de carbonatação, pelo que quando incolor significa a existência de carbonatação e quando em tons de roxo significa que o betão mantém a sua característica alcalina. O ensaio é simples e permite avaliar o risco de corrosão das armaduras no interior do betão.

No ensaio de determinação da força de arranque de um cilindro mede-se a força necessária para o arranque de uma amostra cilíndrica do betão. Na técnica de *pull-off* é feita a extração de um disco metálico colado à superfície do betão sendo que uma camada de betão de forma cilíndrica vem acoplada ao disco. Na técnica de *break-off* é removida uma luva plástica tubular inserida no betão fresco. A limitação do ensaio consiste nos pequenos danos consequentes do ensaio que devem ser reparados.

No ensaio de resistência à penetração é disparada uma sonda contra a superfície do betão e a sua penetração é feita até à total absorção da energia cinética. Os resultados são influenciados pelo tipo de betão, tipo e tamanho do agregado, cura do betão, reboco temperatura e carbonatação do betão.

O ensaio com radar de penetração terrestre é um método eletromagnético capaz de realizar centenas de medições por segundo e pode ser utilizado em modo de não-contato. É útil na deteção de laminações e outros defeitos em pavimentos e de outras características no betão.

O ensaio de determinação da resistividade elétrica é muito utilizado na fase de construção e de exploração para o controlo de qualidade do betão, permitindo avaliar propriedades do betão em condições controladas. O ensaio é influenciado pela temperatura, humidade do betão, relação água/ligante, teor de cimento, tipo de agregado, dimensão do provete e presença de armaduras. A resistividade elétrica apresenta a mesma tendência de evolução que a resistência do betão.



# 3

## ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO

### 3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE CORRELAÇÕES COM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Os métodos de ensaios NDT apresentados no capítulo anterior, tal como referido, não fornecem diretamente a resistência à compressão do betão. São métodos que fazem a estimativa de determinada propriedade a qual se correlaciona com a resistência à compressão obtida em ensaios clássicos de laboratório.

Assim, partindo de correlações empíricas, é possível transformar os resultados dos ensaios na resistência à compressão do betão, fornecendo uma estimativa indireta deste valor.

A correlação é obtida considerando o resultado do ensaio NDT como uma dada variável X e como variável Y o valor da resistência à compressão determinado de provetes normalizados. Tais provetes podem ser feitos nas mesmas condições e com o mesmo betão que é estudado, ou então recolhidos de carotes, para o caso de estruturas já existentes, obtendo-se assim pares de dados para os quais se procura uma expressão de correlação que corresponda ao melhor ajuste para uma análise de regressão daqueles dados.

Na literatura existem variadas correlações de diferentes autores e para os diferentes ensaios não destrutivos. No entanto, existem certos aspetos que devem ser comuns a todos e aos quais deve-se ter atenção.

Um primeiro aspeto, importante, a ter em conta é a influência de determinados fatores na correlação que podem ter origem no procedimento de ensaio, nos materiais ou nas condições ambientais (temperatura, humidade relativa).

Outro aspeto a ter em conta é a relevância estatística da correlação e a possibilidade de ser utilizada a fim de estimar a resistência de um betão semelhante ou diferente. Alguns instrumentos de medição dos ensaios não destrutivos fornecem curvas de correlação, como é o caso do esclerómetro, mas devem ser usados com especial cuidado devido aos aspetos citados. É sempre mais seguro a determinação da curva de correlação do betão em estudo, sendo que, quando a curva for resultante de ensaios em carotes é atenuada a incerteza associada às diferenças entre o betão ensaiado e o provete, o que torna os resultados mais fiáveis.

O Quadro 3.1 apresenta, para alguns dos principais ensaios NDT referidos no Capítulo 2, a máxima precisão que é possível obter na estimativa da resistência à compressão *in situ* através de curvas de correlação específicas obtidas para um determinado betão.

Quadro 3.1 – Máxima precisão na estimativa da resistência à compressão através de ensaios NDT [12]

Ensaio	Estimativa resistência à compressão
	Intervalo de confiança de 95%
Carotes	$\pm 10\%$ (3 Provetes)
Medição da dureza superficial	$\pm 25\%$ (12 ensaios)
Medição da força de arranque ( <i>Pull-Out</i> )	$\pm 8\%$ (6 ensaios)
Velocidade de propagação de ultrassons	$\pm 20\%$ (1 ensaio)
Medição da resistência à penetração ( <i>Windsor Probe</i> )	$\pm 20\%$ (3 ensaios)
Medição da força de arranque de um cilindro ( <i>Pull-Off</i> )	$\pm 15\%$ (3 ensaios)

Quando o objetivo de um ensaio não destrutivo é a avaliação da evolução da resistência à compressão de uma estrutura durante a sua construção é necessário desenvolver-se uma relação de correlação em laboratório.

Em laboratório provetes normalizados são primeiro ensaiados com os testes não destrutivos e de seguida submetidos ao ensaio clássico de resistência à compressão. Deve-se procurar fazer os ensaios a diferentes idades, correspondentes a diferentes graus de maturidade do betão, normalmente aos 1, 2, 3, 7, 14, 21, 28, 36, 90 e aos 360 dias para que a análise da evolução seja mais fiável, podendo assim cobrir as resistências que são esperadas em obra, mas isso dependerá também de fatores económicos e da precisão pretendida.

As correlações são obtidas através de uma análise da regressão dos pares (X,Y) de valores médios obtidos nos ensaios. O tratamento dos dados compreende, além do cálculo dos valores médios, o cálculo dos respetivos desvios padrão e coeficientes de variação para a avaliação da dispersão dos dados amostrais em relação às correlações obtidas.

Em estruturas já existentes a avaliação da resistência à compressão é realizada através de correlações entre os resultados dos ensaios não destrutivos feitos localmente em áreas selecionadas da estruturas e os resultados dos ensaios de resistência à compressão de carotes extraídas da estrutura em locais próximos às anteriores.

Obtidos os valores dos ensaios não destrutivos e da resistência das carotes, determina-se as médias e o procedimento para a determinação das correlações é idêntico ao utilizado para estruturas durante a construção.

Os métodos não destrutivos mais utilizados nestes casos são os métodos de medição da dureza superficial através do esclerómetro (*Rebound Hammer*), da velocidade de propagação de ultrassons e da resistência à penetração (*Windsor Probe*). Utiliza-se também o ensaio da medição da força de arranque (*Pull-out*) e o de medição da força de arranque de um cilindro (*Pull-off* e *Break-off*), embora estes sejam mais dispendiosos e semi-destrutivos, isto é, deixam um pequeno dano na estrutura (que no entanto, é facilmente reparável).

### 3.2. PRESCRIÇÕES REGULAMENTARES PARA O DESENVOLVIMENTO DE CORRELAÇÕES

#### 3.2.1. ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO

No ensaio de determinação da dureza superficial, isto é, do índice esclerométrico, a norma EN 13791 [32] exige que o estabelecimento da correlação deve basear-se em 18 pares de resultados, no mínimo, isto é, 18 resultados de ensaios de compressão de carotes em laboratório e 18 resultados dos ensaios não destrutivos. A norma cita ainda que a relação utilizada para a estimativa da resistência dá um nível de segurança onde 90% dos valores da resistência são esperados ser maiores que o valor estimado. O desvio padrão deve ser calculado para os resultados de ensaio ou ser igual a 3 MPa, assumindo-se o maior valor.

De acordo com o ACI 228.1R [2] o coeficiente de variação médio do ensaio de determinação do índice esclerométrico é de aproximadamente 10%. O mesmo recomenda que os ensaios de índices esclerométricos e resistência à compressão sejam feitos em provetes cilíndricos e que o esclerómetro deve ser, sempre que possível, aplicado na mesma direção em que é aplicado na estrutura; caso contrário, há que corrigir os valores com os coeficientes propostos pelos fabricantes dos equipamentos. A correlação deve ser obtida entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão de carotes extraídos da estrutura em estudo.

A variabilidade do ensaio esclerométrico, de acordo com estudos existentes, é de [13]:

- 12 a 18% quando há provetes ou carotes, e é conhecida a composição do betão;
- 15 a 20% quando há apenas provetes ou carotes;
- 18 a 28% quando é conhecida apenas a composição do betão;
- Superior a 30 % quando são conhecidos apenas dados auxiliares e a idade do betão é inferior a um ano.

#### 3.2.2. FORÇA DE ARRANQUE – PULL-OUT

Segundo a norma EN 12504-3 [30], para o ensaio de determinação da força de arranque (*pull-out*), a correlação deve ser obtida de forma experimental. O processo experimental foi já descrito no Capítulo 2 e a expressão para o cálculo da resistência também foi apresentado. A norma afirma que a dita expressão permite estabelecer uma correlação com razoável exatidão para uma vasta gama de betões.

Entretanto, aquando da utilização de expressões gerais, esta confiança não é garantida. É improvável que as estimativas da resistência à compressão tenham limites de confiança de 95% superiores a  $\pm 20\%$  da média obtida com base em 4 resultados válidos. No entanto, as estimativas da resistência podem ter limites de  $\pm 10\%$  quando se utiliza uma correlação específica para o tipo de betão ensaiado.

### 3.3. AVALIAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS

#### 3.3.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

A análise e interpretação dos resultados deve ser efetuada com modelos estatísticos adequados e, quando o objetivo assumir um papel mais significativo, como a altura de aplicação do pré-esforço, descofragem e tempos de cura, deve ser realizado por pessoal especializado. Estes resultados podem ser utilizados na avaliação da capacidade resistente de uma estrutura, na análise da variabilidade do betão e no controle de qualidade.

Na estimativa da resistência à compressão deve-se ter em conta fatores que afetam os resultados obtidos nos ensaios. A resistência *in-situ* determinada pelos ensaios não destrutivos é, em geral,

inferior à resistência de um provete normalizado, porque as condições de compactação e de cura, bem como as incertezas associadas à correlação influenciam os resultados.

### 3.3.2. ANÁLISE DA VARIABILIDADE

A variabilidade de um ensaio é estabelecida com base na repetição desse mesmo ensaio. Quando o ensaio é repetido para betões idênticos, utilizando o mesmo equipamento e procedimentos, a variabilidade é definida pela dispersão dos dados.

Se betões tiverem a mesma maturidade, os resultados apresentam, em geral, uma distribuição normal à volta do valor médio e o desvio padrão será então uma medida da variabilidade. Quando os betões são idênticos mas com maturidades diferentes, apresentando valores médios diferentes, e o desvio padrão for proporcional ao valor médio, o coeficiente de variação será a medida da variabilidade.

A análise de variabilidade dos resultados oferece informações acerca da qualidade do betão. No caso de ensaios *in situ* pode ser útil na definição de zonas da estrutura de diferente qualidade. Esta análise pode ser feita por meio de métodos gráficos ou numéricos.

Nos métodos gráficos a distribuição de dados é representada em classes, com frequências associadas a estas, o que permite localizar elementos cuja resistência tenha valores anormais.

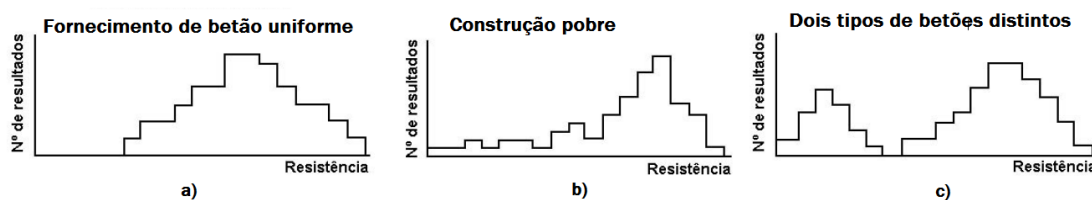


Figura 3.1 – Histogramas típicos de resultados realizados *in situ*, adaptado de [12]

Nos métodos gráficos a variabilidade pode ser expressa por histogramas, sobretudo quando existe um grande número de dados disponíveis. A Figura 3.1a mostra um gráfico com um único pico numa distribuição aproximadamente normal, o que sugere elementos bem construídos utilizando um fornecimento de betão uniforme. Por outro lado, a Figura 3.1b representa procedimentos de construção menos uniformes devido à significativa assimetria do gráfico, enquanto que a Figura 3.1c sugere a existência de dois tipos de betões distintos devido aos dois picos [12].

Nos métodos numéricos a incerteza das medições é representada pelo desvio padrão (DP) ou pelo coeficiente de variação (CV) que dão informações da variabilidade da resistência do betão na estrutura através da análise comparativa dos valores obtidos em vários locais.

Associado a determinado ensaio não destrutivo, o coeficiente de variação, em relação à variabilidade do betão obtida através de ensaios à compressão de provetes normalizados, é dada pela Equação 3.1 [26].

$$CV_I = \sqrt{CV_X^2 - CV_Y^2} \quad (3.1)$$

Em que:

$CV_I$  – Coeficiente de variação inerente à variabilidade do próprio método (NDT);

$CV_X$  – Coeficiente de variação dos ensaios NDT;

$CV_Y$  – Coeficiente de variação dos ensaios à compressão realizados em provetes normalizados.

O Quadro 3.2 apresenta a gama de valores esperados para o coeficiente de variação da estimativa da resistência à compressão em função do ensaio realizado num elemento construído *in situ* com um betão de boa qualidade. Embora estes valores ofereçam apenas uma aproximação, esta deverá ser suficiente para detetar a presença de condições anormais [12].

Quadro 3.2 – Valores típicos do coeficiente de variação em função do ensaio utilizado [12]

Métodos de ensaio	Coeficiente de variação típico (%)
Carotes normalizados	10
Carotes pequenos	15
Medição da dureza superficial	4
Ensaio de arranque ( <i>Pull-Out</i> )	8
Medição da velocidade de ultrassons	2,5
Ensaio de tração direta	8
Medição da resistência à penetração	4

O ACI 214-77 (reaprovado em 1989) [1], baseando-se na hipótese do desvio padrão constante, sugere valores típicos de desvio padrão para betões com resistência igual ou inferior a 35 MPa, que são apresentados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Classificação do padrão de controlo da produção de betões com resistência até 35 MPa [1]

Padrão de controlo da produção	Desvio padrão (MPa)	
	Produção in-situ	Produção em laboratório
Excelente	< 3	< 1,5
Muito bom	3 – 3,5	1,5
Bom	3,5 – 4	1,5 – 2
Satisfatório	4 – 5	2 – 2,5
Pobre	> 5	> 2,5

O Quadro 3.4 mostra, de forma generalizada, valores do desvio padrão para provetes cúbicos normalizados, utilizados no controlo da produção de betão [12].

Quadro 3.4 – Valores típicos do desvio padrão de provetes cúbicos normalizados utilizados no controlo de produção [12]

Nível de controlo da produção e da construção	Desvio padrão de provetes cúbicos de controlo de produção (MPa)
Muito bom	3
Normal	5
Baixo	7

### 3.3.3. CONTROLO DE QUALIDADE DO BETÃO

A verificação de conformidade da qualidade de um betão é feita por comparação do valor característico da tensão de rotura à compressão (obtida através de provetes padrão desse betão), com o valor característico especificado nas normas para as diferentes classes de resistência.

#### 3.3.3.1. Controlo da qualidade em provetes moldados

A norma NP-ENV 206 [33] estabelece dois critérios para a avaliação da conformidade do betão em provetes moldados. Baseando-se numa família de betões, o critério 1 aplica-se ao betão de referência, tendo em conta todos os resultados transpostos dos ensaios da família; o critério 2 aplica-se aos resultados originais dos ensaios.

O Quadro 3.5 mostra as condições necessárias para a satisfação da conformidade consoante a produção for inicial ou contínua e conforme o número de ensaios realizados.

Quadro 3.5 – Critérios de conformidade para a resistência à compressão [33]

Produção	Número "n" de resultados de ensaios da resistência à compressão no grupo	Critério 1	Critério 2
		Média dos "n" resultados ( $f_{cm}$ ) N/mm <sup>2</sup>	Qualquer resultado individual de ensaio ( $f_{ci}$ ) N/mm <sup>2</sup>
Inicial	3	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
Contínua	$\geq 15$	$\geq f_{ck} + 1,48 S_c$	$\geq f_{ck} - 4$

Onde:

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;

$S_c$  – Desvio padrão da resistência à compressão do betão.

#### 3.3.3.2. Controlo da qualidade em provetes extraídos *in-situ*

É necessário que as condições nas Equações 3.2a e 3.2b abaixo sejam cumpridas para que a resistência de uma determinada classe do betão *in situ* seja considerada satisfatória [32]. No caso de não serem satisfeitas, são realizados ensaios complementares em carotes ou ensaios não destrutivos.

$$f_{cm} \geq f_{ck} + \lambda \cdot S_c \quad (3.2a)$$

$$f_{c,min} \geq f_{ck} - k \quad (3.2b)$$



Em que:

$f_{cm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão de provetes normalizados;

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;

$f_{c,min}$  – Menor valor individual da tensão de rotura do betão à compressão do conjunto de ensaios realizados;

$\lambda, k$  – Parâmetros que variam com o número de ensaios, com  $k$  em MPa;

$S_c$  – Desvio padrão da resistência à compressão do betão.

Para os ensaios em carotes o ACI 318 [3] estipula que, numa determinada área, o betão é considerado estruturalmente adequado se a média da resistência de três carotes for igual ou superior a  $0.85f_{ck}$  e nenhum resultado dos ensaios for inferior a  $0.75f_{ck}$ . O ACI 228.1R [2] sugere o mesmo critério que o estipulado para ensaios em carotes no ACI 318.

Atualmente não existe qualquer critério de conformidade baseado em ensaios não destrutivos. Segundo as normas ACI 214 [1] e NP-ENV 206 [33] os critérios de conformidade utilizados no controle de qualidade são baseados na resistência à compressão de provetes normalizados, geralmente ensaiados aos 28 dias.

### 3.4. ANÁLISE DE CORRELAÇÕES PROPOSTAS NA LITERATURA

#### 3.4.1. CORRELAÇÕES PROPOSTAS ENTRE O ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

##### 3.4.1.1. Generalidades

Os modelos mais comuns encontrados na literatura são o modelo de potência, o modelo linear e o modelo polinomial de segunda ordem. Encontra-se também o modelo exponencial, mas não é tão comum.

A título de exemplo, o modelo de potência é do tipo:

$$f_c = a \cdot R^b \quad (3.3)$$

onde os coeficientes  $a$  e  $b$  variam de  $3.54 \times 10^{-5}$  a 1.017 e de 0.968 a 3.81, respetivamente, sendo que o valor de  $a$  diminui quando aumenta o valor de  $b$ .

Existe uma grande variabilidade nos modelos existentes e é corrente afirmar que cada um é apenas válido no domínio em que foi construído, até porque grande parte dos modelos foram identificados em laboratório em betões novos, enquanto que o principal desafio é a avaliação do betão em estruturas já existentes e sujeitas a carbonatação.

Várias relações empíricas foram propostas por vários investigadores sobre a relação entre a dureza superficial e a resistência à compressão do betão nos últimos 50 anos. Com base numa ampla revisão da literatura, as seguintes observações fundamentais podem ser enfatizadas [45]:

- As relações entre a dureza superficial empírica e a resistência à compressão são geralmente não-lineares. O ajuste mais utilizado é o de uma função de potência.
- Várias relações lineares foram também publicadas baseadas em testes feitos para pequenas gamas de resistências.

- A estimativa da resistência do betão para um determinado índice esclerométrico encontra-se publicada numa ampla gama (é possível encontrar estimativas para a resistência de diferentes betões com resistências entre 40 e 60 N/mm<sup>2</sup> correspondentes à mesma dureza superficial).
- A análise estatística da relação entre a dureza superficial e a resistência à compressão geralmente exhibe comportamento heteroscedástico (isto é, aumenta o desvio padrão da resistência (variável Y) quando aumenta o índice esclerométrico (variável X)). Mesmo o fabricante do original martelo esclerométrico sugere que o aumento de desvios-padrão deve ser tido em conta no aumento da dureza superficial. Comportamentos heteroscedásticos são indicados na Figura 3.2.
- A estimativa da resistência (com base em testes realizados sob condições ideais em laboratório) pode proporcionar uma precisão de  $\pm 15$  a 20%, no entanto, numa situação prática, é improvável que a previsão da resistência seja feita com uma precisão melhor do que  $\pm 30$  a 40%.
- A norma EN 13791 [32] exclui a utilização do teste de dureza superficial, por si só, para a estimativa da resistência à compressão devido à precisão limitada que fornece. Para um nível aceitável de confiança é sugerida a realização de ensaios em provetes extraídos em conjunto com o ensaio da medição da dureza de superficial.

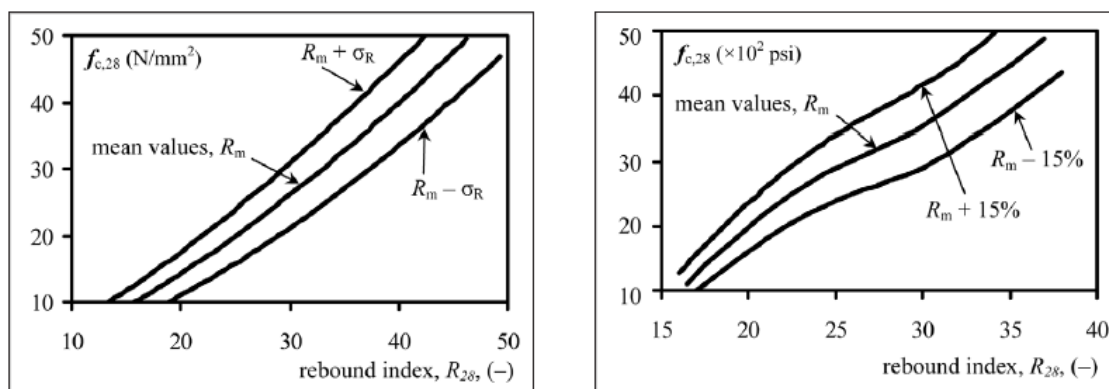


Figura 3.2 – Comportamento heteroscedástico da relação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão [46]

É fundamental lembrar ainda que a carbonatação do betão influencia bastante as leituras do índice esclerométrico. Neste contexto o modelo SBZ, proposto por Szilagyi et al. [46], permite corrigir as medições do índice esclerométrico para compensar a influência da carbonatação das camadas exteriores do betão antigo, e combina uma série de cinco modelos específicos. Este e outros modelos são descritos em seguida.

#### 3.4.1.2. Modelo SBZ

O modelo constitutivo fenomenológico SBZ baseia-se no princípio de que a dureza da superfície de betão é uma propriedade dependente do tempo, uma vez que o tempo contribui para o desenvolvimento da porosidade capilar a qual é caracterizada, de forma simplificada, pelo rácio água/cimento.

Assim, como a superfície do betão é influenciada pela relação água/cimento, além do módulo de elasticidade das partículas do agregado, que é geralmente considerado constante no tempo, a

hidratação de minerais de clínquer na pasta de cimento endurecido faz com que o betão heterogéneo seja, por si só, um material com propriedades dependentes do tempo.

Este modelo combina uma série de cinco modelos específicos que descrevem, respetivamente [46]: (A) a forma como a resistência do material depende da proporção água/cimento ( $a/c$ ), (B) o modo como a resistência se desenvolve com o tempo, (C) como o índice esclerométrico e a resistência se correlacionam, (D) como a carbonatação se desenvolve com o tempo, de acordo com a proporção água/cimento e (E) como a carbonatação influencia o valor do índice esclerométrico.

A Figura 3.3 mostra o esquema de geração do modelo SBZ, correspondentes às funções apresentadas no Quadro 3.6 obtidas a partir de resultados experimentais [45].

Quadro 3.6 – Funções experimentais de geração do modelo SBZ

<b>(A)</b> Resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade; Função exponencial.	$f_{c,28} = a_1 \cdot \exp[a_2 \cdot (a/c)^{a_3}]$	$a_1 > 1$ $a_2 < 0$ $0 < a_3 < 1$	(SBZ 1)
<b>(B)</b> Desenvolvimento da resistência à compressão do betão com o tempo; Função exponencial de tempo.	$\frac{f_c(t)}{f_{c,28}} = \exp[a_4 \cdot (1 - (28 - t)^{a_5})]$	$0 < a_4 < 1$ $0 < a_5 < 1$ $a_4$ e $a_5$ são funções de $a/c$	(SBZ 2)
<b>(C)</b> Relação empírica entre a resistência do betão e o índice esclerométrico aos 28 dias de idade; Função de potência.	$f_{c,28} = a_6 \cdot R_{28}^{a_7}$	$a_6 > 0$ $a_7 \geq 1$	(SBZ 3)
<b>(D)</b> Evolução da profundidade de carbonatação ( $x_c$ ) no betão com o tempo ( $t$ ); Modelos com base na lei da difusão de Fick.	$x_c = (a_8 \cdot (a/c) - a_9) \cdot t^{a_{10}}$	$0 < a_8 < 1$ $0 < a_9 < 1$ $0 < a_{10} < 1$	(SBZ 4)
<b>(E)</b> Aumento da dureza superficial devido à carbonatação do betão; Função de potência.	$\frac{R(t)}{R_{28}} = \frac{1}{1 + a_{11} \cdot x_c^{a_{12}}}$	$a_{11} < 0$ $a_{12} > 0$	(SBZ 5)

É feita a correspondência de qualquer valor de resistência à compressão e de índice esclerométrico para qualquer proporção  $a/c$  e em qualquer idade do betão. A Figura 3.4 sugere uma relação geral entre a resistência e o índice esclerométrico. O resultado do modelo é um conjunto de curvas correspondentes a diferentes proporções  $a/c$ , em diferentes idades do betão. A forma e a curvatura de cada curva individual depende dos valores das doze constantes empíricas  $a_1$  a  $a_{12}$  das equações do Quadro 3.5.

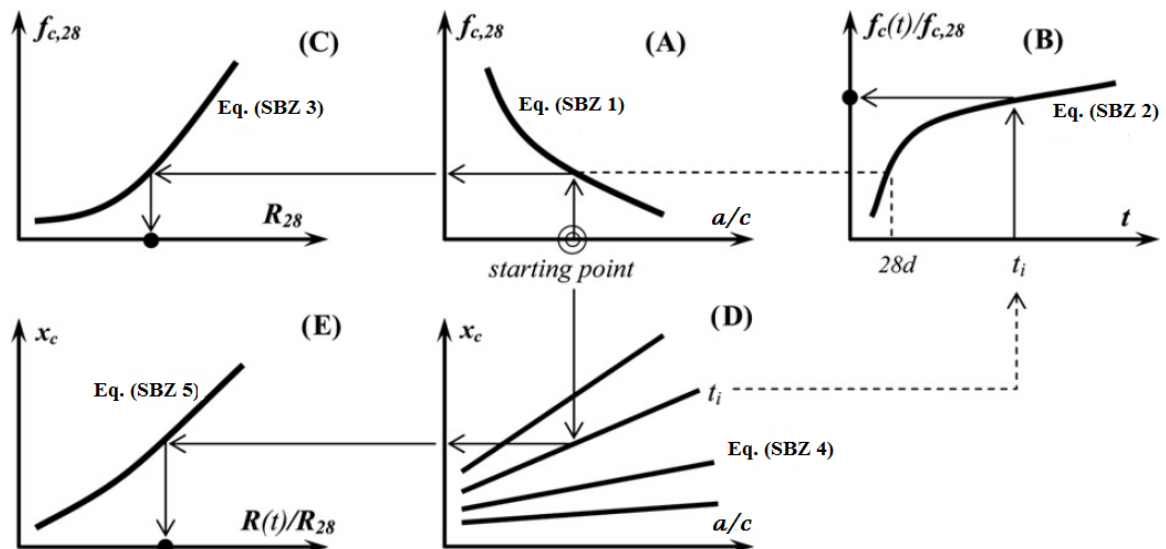


Figura 3.3 – Esquema de geração do modelo SBZ [45]

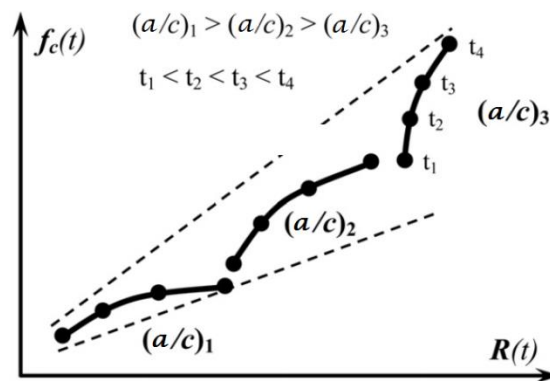


Figura 3.4 – Exemplo de caso geral Modelo SBZ [46]

O modelo SBZ justifica o comportamento heteroscedástico da relação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão nos resultados experimentais. O modelo sugere que os parâmetros que influenciam devem ser separados na representação gráfica, pois a simplificação de assumir que dados de betões de diferentes proporções  $a/c$  e diferentes idades são da mesma população pode conduzir a uma representação enganosa.

#### 3.4.1.3. Modelo proposto por Qasrawi

A correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão proposta por Qasrawi [37] é dada pela função linear dada pela Equação 3.4, com um coeficiente de correlação de  $R^2=0.88$ . Pelo trabalho do autor, a função sugere permitir obter valores bastante fiáveis.

$$f_c = 1.353 R - 17.393 \quad (3.4)$$

Em que:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

R – Valor do índice esclerométrico

#### 3.4.1.4. Modelo proposto por Shariati et al.

Shariati et al. [39] propõem a função de correlação entre a resistência e o índice esclerométrico, com  $R^2=0.936$  dada pela Equação 3.5.

$$f_c = 1.7206 R - 26.595 \quad (3.5)$$

Em que:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

R – índice esclerométrico

#### 3.4.1.5. Modelo proposto por Biondi e Candigliota

Biondi e Candigliota [5] procederam à avaliação sísmica de estruturas de betão armado, com estudos realizados em edifícios localizados em Itália, em zonas sísmicas de categorias 2 e 3, obtendo a função de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão dada pela Equação 3.6.

$$f_c = (9.167 \times 10^{-3}) R^{2.27} \quad (3.6)$$

Onde:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

R – índice esclerométrico

Para esta fórmula, uma boa aproximação da estimativa da resistência é apontada para valores de índice esclerométrico entre 30 e 60.

#### 3.4.1.6. Modelo proposto por Domingo e Hirose

Num estudo realizado para o desenvolvimento de correlações usando betão jovem de alta resistência, Domingo e Hirose [17] propuseram a Equação 3.7, com  $R^2=0.9441$ :

$$f_c = 1.5383 R - 1.5725 \quad (3.7)$$

Em que:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

R – índice esclerométrico

#### 3.4.1.7. Modelo proposto por Knaze e Beno

Knaze e Beno [20] realizaram estudos para obtenção de correlações, em que o melhor ajuste foi obtido com recurso ao método dos mínimos quadrados, com  $R^2 = 0.732$ . A Equação 3.8 mostra a função de correlação proposta pelo autor.

$$f_c = -46.4269 + 2.0449 R - 0.00186 R^2 \quad (3.8)$$

Onde:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

$R$  – índice esclerométrico

#### 3.4.2. CORRELAÇÕES PROPOSTAS ENTRE A USPV E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As relações de correlação entre a velocidade de propagação de ultrassons e a resistência à compressão do betão têm sido objeto de estudo de vários autores. Porém, como acontece no ensaio de medição da dureza superficial, não existe nenhuma correlação padrão.

Nota-se que existem aparentes incoerências comuns entre os diferentes modelos de correlação. Uma variedade de modelos são utilizados e, para cada tipo, os valores dos coeficientes podem alterar bastante.

Os tipos de modelos de correlação mais comuns são a lei exponencial, a lei de potência e a lei linear. Porém, como a relação entre a velocidade de onda e a resistência é fortemente não-linear, refere-se de seguida os formatos das funções de correlação dos modelos exponencial e de potência [7].

- Modelo exponencial

O modelo exponencial, do tipo representado na Equação 3.9, abrange uma ampla variedade de betões, com resistência média entre os 14 e os 45 MPa, e combina estudos de laboratório e de medições em estruturas existentes.

$$f_c = a \cdot \exp(b \cdot V) \quad (3.9)$$

A velocidade da onda  $V$  é expressa em m/s e o coeficiente  $b$  em s/m. O coeficiente  $a$  (MPa) varia no intervalo de 0,0012 a 2,901 e  $b$  toma valores entre 0,0006 e 0,00227. Com o aumento de  $a$ ,  $b$  diminui, existindo uma relação linear entre estes coeficientes.

- Modelo potência

A forma do modelo potência é do tipo representado na Equação 3.10.

$$f_c = a \cdot V^b \quad (3.10)$$

Os coeficientes  $a$  e  $b$  variam de  $2.09 \times 10^{-7}$  a 2.057 e de 1.7447 a 12.808, respetivamente. A tendência geral é de  $a$  (MPa) diminuir com o aumento de  $b$ . A velocidade  $V$  é expressa em km/s.

Nota-se que os coeficientes variam muito porque à medida que o betão ganha maturidade a resistência aumenta, enquanto que, a variação da velocidade permanece baixa.

As correlações existentes são geralmente identificadas em laboratório, a partir de amostras de betão cuja idade é limitada (normalmente inferior a alguns meses). Deste fato é importante ter em conta que, quando estas correlações são utilizadas para prever as propriedades do betão *in situ*, a variabilidade de medições no local é maior do que no laboratório, e que os efeitos de carbonatação são limitados no laboratório, enquanto que, pode tornar-se significativo quando o betão é mais antigo, como é o caso de estruturas existentes.

#### 3.4.2.1. Modelo proposto por Qasrawi

A proposta de correlação entre a velocidade de propagação de ultrassons e a resistência à compressão segundo Qasrawi [37], com um coeficiente de correlação de  $R^2=0.9562$ , é dada pela seguinte função linear na Equação 3.11.

$$f_c = 32.72 V - 129.077 \quad (3.11)$$

Em que:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

$V$  – Velocidade de propagação de ultrassons (km/s)

#### 3.4.2.2. Modelo proposto por Shariati et al.

Shariati et al. [39] propõem a função de correlação entre a resistência e a velocidade de propagação de ultrassons, com  $R^2=0.919$ , dada pela Equação 3.12.

$$f_c(V) = 15.533 V - 34.358 \quad (3.12)$$

Onde:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

$V$  – velocidade de propagação de ultrassons (km/s)

#### 3.4.2.3. Modelo proposto por Knaze e Beno

Knaze e Beno [20] propõem a seguinte correlação, com  $R^2 = 0.931$ . A Equação 3.13 mostra a função de correlação proposta pelos autores.

$$f_c = -267.5249 + 11.2735 V - 0.1013 V^2 \quad (3.13)$$

Onde:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

$V$  – velocidade de propagação de ultrassons ( $m/s \cdot 10^{-2}$ )

## 3.4.2.4. Modelo proposto por Biondi e Candigliota

Biondi e Candigliota [5] propuseram, ainda no contexto da avaliação de estruturas de betão armado em zonas sísmicas, expressões de correlação entre a velocidade de propagação de ultrassons e a resistência à compressão (Equações 3.14a e 3.14b).

$$f_{CV2} = -5 + \frac{18000}{5000-V} \quad (3.14a)$$

$$f_{CV4} = 0.002073 \exp(0.0016 V) \quad (3.14b)$$

Onde:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

$V$  – velocidade de propagação de ultrassons (m/s)

A Equação 3.14b é proposta para betões de baixa resistência. O estudo foi realizado para uma gama de velocidades de 2000 a 6000 m/s.

## 3.4.2.5. Modelo proposto por Domingo e Hirose

A correlação desenvolvida por Domingo e Hirose [17], com  $R^2=0.8421$ , usando betão jovem de alta resistência para aplicação em pavimentos, é expressa pela Equação 3.15.

$$f_c = 5.6416 V - 19.763 \quad (3.15)$$

Em que:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

$V$  – velocidade de propagação de ultrassons (km/s)

## 3.4.3. CORRELAÇÕES PROPOSTAS ENTRE A FORÇA DE ARRANQUE (FORÇA DE PULL-OUT) E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Recorda-se que existem dois tipos de ensaios de arrancamento (o *Lock Test* e o *Capo Test*) em que o ensaio do tipo *Capo Test* é o de maior interesse neste trabalho, uma vez que é um dos métodos utilizados na fase experimental.

Grande parte das correlações da força de arranque com a resistência à compressão têm sido assumidas como lineares e usando a análise de mínimos quadrados para estimar as correspondentes funções.

Refere-se que para um dado tipo de aparelho, a relação entre a força de arranque e a resistência à compressão é semelhante para uma vasta gama de betões e que existe uma correlação geral que pode ser usada com uma precisão razoável [30].

Considera-se então a correlação inerente ao aparelho utilizado no ensaio durante a fase experimental, a *Fisher FZA* da *Boviar*, para comparação com os modelos propostos na literatura. A estimativa da resistência é feita através do gráfico da Figura 3.5 cuja função é traduzida pela Equação 3.16.

$$f_c = 8.482F_u + 81.68 \quad (3.16)$$



Onde:

$R_{cm} = f_c$  – resistência à compressão (daN/cm<sup>2</sup>)

$F_u$  – força de arranque (kN)

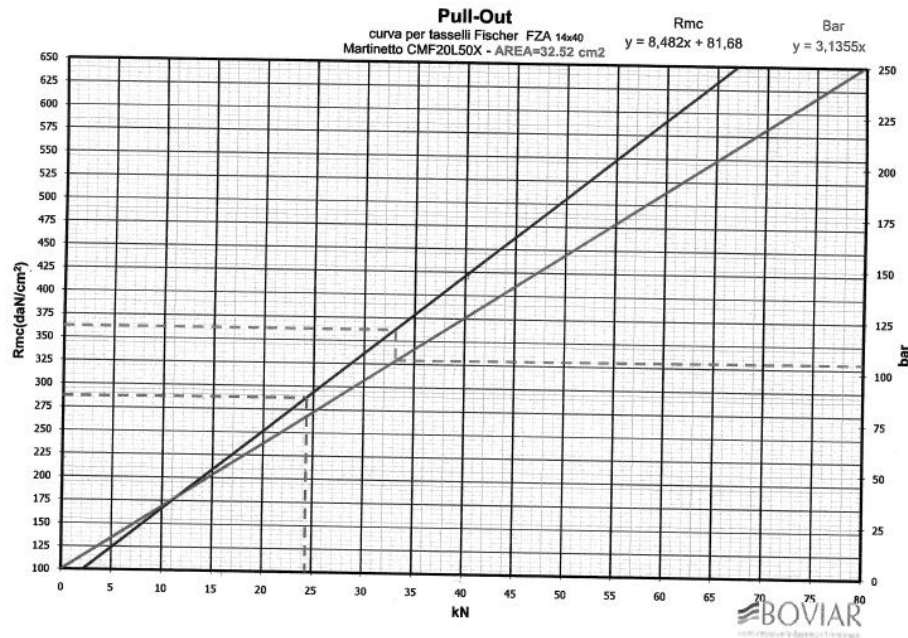


Figura 3.5 – Gráfico para estimativa da resistência *in situ* do aparelho Boviar

No entanto, é possível obter uma maior precisão determinando uma correlação específica para o tipo de betão a ser utilizado, o que é recomendável para betões leves ou betões com outros constituintes menos comuns [30].

De acordo com a norma NP EN 12504-3 [30] a correlação entre a resistência e a força de arranque para o aparelho utilizado deverá ser obtida experimentalmente, exprimindo a resistência pela razão entre a força de arranque  $F$  e a área da superfície de rotura  $A$  (Equação 2.3), já anteriormente mencionada.

#### 3.4.3.1. Modelo proposto por Soutsos et. al

Soutsos et. al [44] propõe uma função linear que relaciona a resistência à compressão com a força de arranque dada pela Equação 3.17.

$$f_c = -4.71 + 1.59F_u \quad (3.17)$$

Em que:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

$F_u$  – força de arranque (kN)

### 3.4.3.2. Modelo proposto por Petersen

Na avaliação correlações obtidas Peterson [35], propôs-se as seguintes expressões gerais para a estimativa da resistência, os quais apresentam estabilidade em betões normais (Equações 3.18a e 3.18b):

$$f_c = -2.82 + 1.41F_u \quad \text{para } F_u \leq 25 \text{ kN} \quad (3.18a)$$

$$f_c = -9.52 + 1.59F_u \quad \text{para } 37 \text{ kN} \leq F_u \leq 60 \text{ kN} \quad (3.18b)$$

Onde:

$f_c$  – Resistência à compressão (MPa)

$F_u$  – força de arranque (kN)

## 3.5. MÉTODOS COMBINADOS

A combinação de ensaios NDT com ensaios semi-destrutivos ou ensaios destrutivos é atualmente bastante utilizada devido ao aumento de confiança que introduz na estimativa da resistência, quando comparado ao uso individual de um determinado ensaio.

O conceito subjacente é de que, se dois métodos são influenciados de maneiras diferentes pelo mesmo fator, a sua utilização combinada pode reduzir ou anular o efeito deste fator e melhorar a precisão da estimativa de resistência; ou seja, um segundo ensaio complementar pode contribuir para a redução de certos fatores de incerteza do primeiro, assim como o primeiro pode contribuir para a redução dos fatores de incerteza do segundo ensaio e, deste modo, melhorar a confiança nos resultados e nas correlações para a estimativa da resistência.

A combinação é mais eficaz quando a qualidade das duas técnicas, quando utilizadas individualmente, é boa mas não perfeita. Por outro lado, uma técnica de baixa qualidade com uma técnica de alta qualidade facilmente conduz a resultados inutilizáveis. Também é importante a utilização de uma relação de confiança entre os valores obtidos pelos ensaios NDT e a resistência à compressão.

A combinação do ensaio para a determinação da dureza superficial com o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultrassons (USPV) está entre as combinações mais utilizadas na quantificação da resistência à compressão do betão. Esta combinação é também designada de *SonReb*, derivado de *sonic* e *rebound*.

Alguns estudos mostram também as possíveis combinações [7]:

- Combinação de dois métodos, um método não destrutivo e um semi-destrutivo (por exemplo, o ensaio de USPV e a medição da força de arranque ou a medição da resistência à penetração);
- Combinação do ensaio de USPV e do esclerómetro com um terceiro método, (por exemplo, com a medição da resistência à penetração (*Windsor Probe*), neste caso, designado por *SonRebWin*, com o *Win* proveniente de *Windsor*).

Na combinação de métodos, a qualidade de ajuste para um conjunto de dados experimentais melhora quando se aumenta o número de técnicas; porém, o método combinado pode tornar-se mais dispendioso além de envolver dificuldades relativas à calibração e à estatística.

### 3.5.1. COMBINAÇÃO SONREB

A designada combinação *SonReb*, que combina a medição de USPV com a medição do índice esclerométrico é a combinação mais amplamente conhecida.

O estabelecimento da correlação entre as grandezas medidas pelos ensaios NDT e a resistência à compressão é feito para uma mistura padrão de betão, e considera-se cinco coeficientes de influência para justificar o efeito de fatores que influenciam os resultados. Isto acaba por limitar a aplicação prática do método, que tem como principais vantagens a sua facilidade, o baixo custo, além de poder ser empregue em qualquer tipo de estrutura e em qualquer tipo de betão. Não é necessário um nível elevado de conhecimentos para se efetuar as medições e grandes áreas podem ser ensaiadas com relativa rapidez.

Uma variedade de correlações entre os resultados do USPV e do índice esclerométrico têm sido propostas e, tal como no uso individual dos métodos, não há uma relação única padronizada para a calibração.

Uma boa estimativa da resistência vai depender da utilização de fórmulas de correlação adequadas. As fórmulas atuais foram, em geral, calibradas com base em amostras de betão que foram realizadas para esta finalidade sendo, portanto, representativas de betões novos e de edifícios novos, pelo que, estas calibrações, no geral não representam as peculiaridades de edifícios existentes. Refere-se ainda que não são válidas para betões de má qualidade.

Os ensaios de USPV e da determinação da dureza superficial foram já abordados no Capítulo 2. Recorda-se que a velocidade de ondas ultrassónicas no betão nos primeiros dias mostram um grande aumento, havendo uma ligação direta entre a velocidade de onda num meio elástico e o módulo de elasticidade, existindo relações empíricas entre o módulo de elasticidade e a resistência. Além disso, o índice esclerométrico aumenta com a diminuição da porosidade do betão, estando então a dureza e a rigidez correlacionados empiricamente com a resistência. Portanto, os ensaios de medição da USPV e do índice esclerométrico aparentam ser métodos apropriados para a avaliação da resistência à compressão.

Os modelos de funções de correlações combinadas mais utilizados são o modelo de potência dupla e modelo bilinear. Encontra-se também na literatura, modelos exponenciais duplos e modelos polinomiais, mas ambos com muito pouco uso.

Os modelos de potência dupla assumem a forma da Equação 3.19a, dos quais várias propostas são ilustradas na Figura [7].

$$f_c = a \cdot V^b R^c \quad (3.19a)$$

A Figura 3.6 ilustra curvas resultantes de equações de vários modelos de potência dupla para um mesmo valor de resistência de 30 MPa. Percebe-se que os coeficientes b e c variam num intervalo vasto e que grande parte das curvas apresentam significativa variabilidade da inclinação, ou seja, têm influência da velocidade e do índice esclerométrico na resistência.

Observa-se que algumas das curvas são quase paralelas, mas com algum desvio, o que introduz incertezas sobre o valor da resistência, uma vez que corresponde a um valor do coeficiente a diferente. A origem desta variabilidade pode estar no fato de certas correlações terem sido desenvolvidas em laboratório, ou em fatores como as propriedades do betão, ou ainda a não consideração de erros de medição do parâmetro obtido pelo método NDT [7].

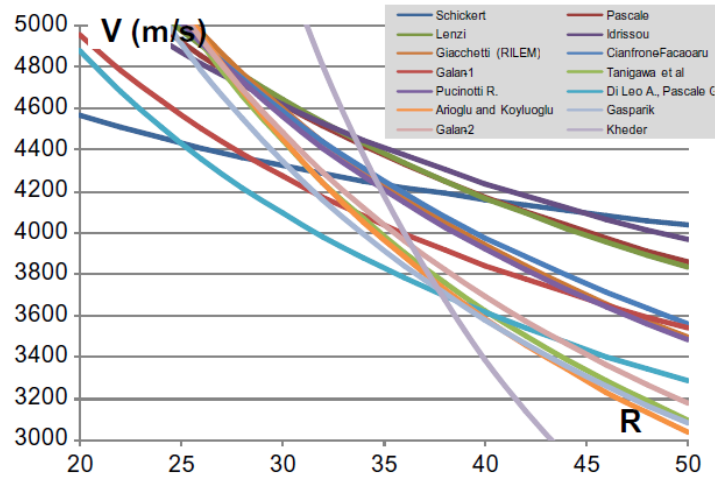


Figura 3.6 – Iso-curvas ( $f_c=30\text{MPa}$ ) obtidas pelo modelo de potência dupla [7]

Duas abordagens são apresentadas por Breysse [7] para a correlação entre a resistência e o método combinado.

A primeira abordagem, abordagem A, consiste numa função múltipla entre os valores do índice esclerométrico  $R$  e da velocidade da onda  $V$  medidos nas amostras de betão (em laboratório ou *in situ*) e os valores da resistência obtidas em cubos ou em carotes. Considerando um modelo de potência dupla e os três coeficientes da regressão multivariada bilinear, obtém-se a Equação 3.19b, a qual corresponde a equação anterior em escrita logarítmica.

$$\ln f_c = \ln a + b \ln V + c \ln R \quad (3.19b)$$

A abordagem B consiste na utilização de um modelo prévio em que os coeficientes  $b$  e  $c$  são fornecidos e o valor de  $a$  é calibrado. A calibração pode ser feita através do cálculo da razão entre o valor médio da resistência estimada  $f_{\text{cest,mean}}$  e o valor médio da resistência experimental  $f_{\text{cexp,mean}}$ . Assim, o modelo de calibração pode ser escrito de acordo com as Equações 3.20a e 3.20b.

$$k = \frac{f_{\text{cest,mean}}}{f_{\text{cexp,mean}}} \quad (3.20a)$$

$$f_{\text{cest,cal}} = \left(\frac{a}{k}\right) V^b R^c \quad (3.20b)$$

A abordagem B apresenta apenas um parâmetro desconhecido, enquanto que na abordagem A, os três coeficientes ( $a$ ,  $b$  e  $c$ ) não são conhecidos, o que torna a abordagem B mais vantajosa.

O erro introduzido pelo modelo *SonReb* é muito inferior ao erro devido às incertezas de medição nos ensaios NDT. Portanto, na aplicação do modelo, deve-se ter em atenção os erros de medição, procurando reduzi-los ao máximo. A escolha do tipo de modelo para o estudo de determinado conjunto de dados experimentais não é muito relevante porque todos os modelos conduzem a uma qualidade de avaliação muito próxima. Portanto, o ponto fundamental é a calibração, ou seja, a adaptação dos coeficientes do modelo aos dados experimentais.

## 3.5.1.1. Combinação proposta por Qasrawi

Qasrawi [37] propõem uma relação representada na Figura 3.7 entre o resultado do ensaio de USPV e a resistência do betão para vários valores do índice esclerométrico. Foram obtidas funções lineares pela disposição dos dados esclerométricos em grupos com incrementos de dois. Para todas as linhas representadas, os valores dos coeficientes de correlação  $R^2$  são superiores a 0,95 e o intervalo de confiança de 95% foi calculado (Figura 3.8).

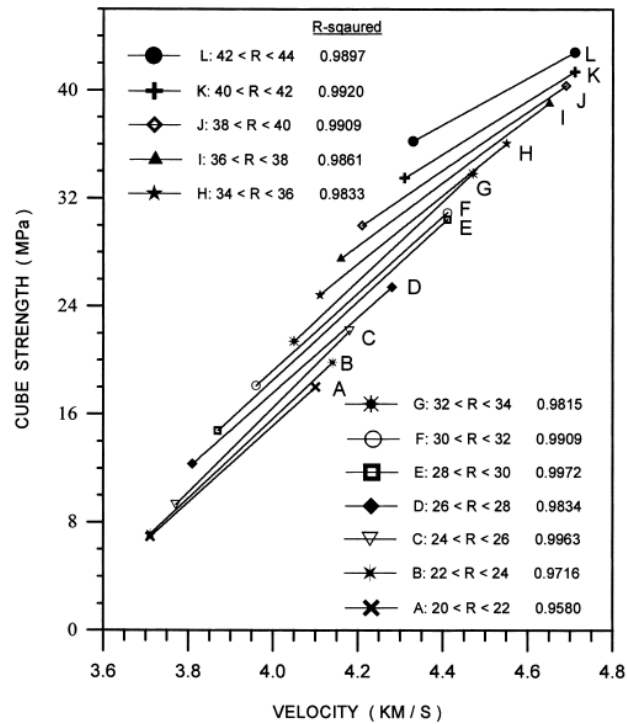


Figura 3.7 – Correlação combinada entre USPV, índice esclerométrico e resistência à compressão [37]

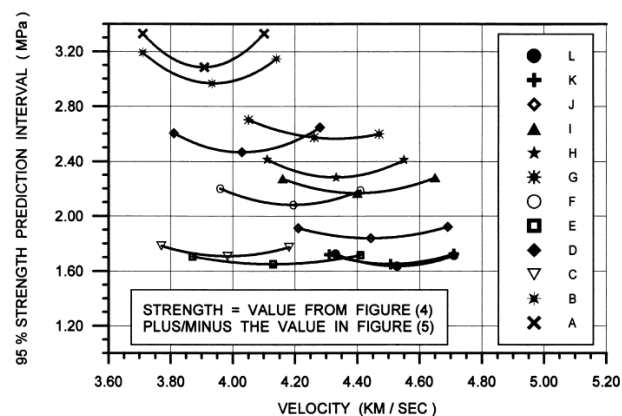


Figura 3.8 – Intervalos de confiança aos 95% correspondentes à Figura 3.5 [37]

A aplicação deste método combinado é feita da seguinte forma: obtido o valor do índice esclerométrico, determina-se qual a função correspondente no gráfico (Figura 3.7); com o valor da velocidade de onda interseita-se a linha anterior determinada pela vertical, seguindo-se pela horizontal

até interseção a escala da resistência. Depois o intervalo de confiança é determinado pela Figura 3.8 usando igualmente o valor da velocidade de onda e a curva adequada ao valor da resistência medido.

No estudo de Qasrawi os resultados reais diferem dos resultados previstos. Isto deve-se ao facto de que as amostras de estruturas existentes são carotes e a resistência dos cubos à compressão foi obtida utilizando várias correções introduzidas nas especificações.

É de referir que os melhores resultados para a estimativa da resistência à compressão com o modelo de Qasrawi foram obtidos para cubos com resistência superior a 20MPa.

#### 3.5.1.2. Combinação proposta por Shariati et al.

A correlação combinada proposta por Shariati et al. [39], com o valor de  $R^2$  de 0.95, é traduzida pela Equação 3.21.

$$f_c = 4.07 V^2 + 57.96 V + 1.31 R - 173.04 \quad (3.21)$$

Em que:

$f_c$  – resistência à compressão (MPa)

$V$  – velocidade de propagação de ultrassons (km/s)

$R$  – índice esclerométrico

#### 3.5.1.3. Combinação proposta por Biondi e Candigliota

Para a combinação dos métodos de medição da USPV e de determinação do índice esclerométrico, Biondi e Candigliota [5] apresentam duas funções (Equações 3.22a e 3.22b).

$$f_{CS1} = 7.695 \cdot 10^{-11} R^{1.40} V^{2.60} \quad (3.22a)$$

$$f_{CS2} = 1.20 \cdot 10^{-9} R^{1.058} V^{2.460} \quad (3.22b)$$

Em que:

$f_c$  – resistência à compressão (MPa)

$V$  – velocidade de propagação de ultrassons (m/s)

$R$  – índice esclerométrico

A primeira é a função padrão do Comitê RILEM e a segunda é para valores baixos da velocidade das ondas. A Equação 3.22b geralmente sobrestima a resistência à compressão em comparação com a primeira Equação 3.22a.

#### 3.5.1.4. Combinação proposta por Domingo e Hirose

Domingo e Hirose [17] desenvolveram as correlações apresentadas nas Equações 3.23a e 3.23b, usando betão jovem de alta resistência.

$$\log f_c = 1.056 (\log R) + 1.633 (\log \text{Diret } V) - 6.097 \quad (3.23a)$$

$$\log f_c = 1.374 (\log R) + 0.3518 (\log \text{Indiret } V) - 1.839 \quad (3.23b)$$

Onde:

$f_c$  – resistência à compressão (MPa)

$V$  – velocidade de propagação de ultrassons (m/s)

$R$  – índice esclerométrico

A Equação 3.23a aplica-se quando a medição da USP<sub>V</sub> é feita de forma direta e a Equação 3.23b quando a medição é feita de forma indireta. Os coeficientes de correlação  $R^2$  são, para as equações 1 e 2, 0.97 e 0.96, respetivamente.

### 3.6. PROCEDIMENTOS REGULAMENTARES

#### 3.6.1. NORMA EUROPEIA EN 13791 (2007)

A Norma Europeia EN 13791 [32] estabelece técnicas para a avaliação da resistência à compressão do betão *in situ* pelos métodos não destrutivos de determinação da dureza superficial, da medição da força de arranque e da medição da velocidade de ultrassons.

Os ensaios NDT são úteis na avaliação da resistência do betão *in situ*, pelo que podem substituir os ensaios de carotes ou complementar dados obtidos a partir de um número limitado de carotes.

A norma apresenta duas alternativas para a avaliação da resistência *in situ* do betão:

- Alternativa 1 – Correlação direta entre a resistência à compressão de carotes e o resultado do ensaio NDT.
- Alternativa 2 – Curva de calibração de base pré-estabelecida para um intervalo limitado de resistências.

As duas alternativas propostas pela Norma Europeia são a seguir descritas em maior detalhe.

##### 3.6.1.1. Alternativa 1

Segundo a norma, o desenvolvimento de uma relação entre o resultado do ensaio NDT e a resistência à compressão de carotes extraídas *in situ*, pela Alternativa 1, deve basear-se em, pelo menos, 18 pares de resultados (18 resultados de ensaios em carotes + 18 resultados de ensaios NDT), sendo até recomendado ter mais resultados para que a regressão seja mais fiável.

A função de correlação será dada pela curva que melhor se ajusta aos pares de resultados, com a resistência em função da grandeza medida no ensaio NDT. O seu uso deve, no entanto, respeitar o domínio dos dados. A estimativa da resistência característica à compressão obtida para ensaios de carotes extraídas *in situ* é dada pela Equação 3.24:

$$f_{ck} = \min\{f_{m(n),is} - 1.48.S; f_{is,menor} + 4\} \quad (3.24)$$

Em que:

$f_{ck}$  – resultado do ensaio de resistência à compressão em amostras extraídas *in situ* (MPa)

S – desvio padrão (MPa)

$f_{m(n),is}$  – média dos resultados de n ensaios de resistência à compressão em amostras extraídas *in situ* (MPa)

$f_{is,menor}$  – menor resultado do ensaio de resistência à compressão do conjunto das n amostras (MPa)

### 3.6.1.2. Alternativa 2

A Alternativa 2 utiliza uma curva de base, a qual é deslocada a um nível apropriado de acordo com a resistência das carotes. São utilizados, pelo menos, 9 pares de resultados de ensaio para a determinação do deslocamento  $\Delta f$  a impor à curva de base.

As curvas de base apresentadas pela norma são caracterizadas pelas expressões seguintes, conforme o tipo de ensaio NDT (índice esclerométrico, USPV, *pull-out*) utilizado:

- Usando o índice esclerométrico R ( $f_R$  (MPa)):

$$f_R = 1.25 R - 23 \quad \text{para } 20 \leq R \leq 24 \quad (3.25a)$$

$$f_R = 1.73 R - 34.5 \quad \text{para } 24 \leq R \leq 50 \quad (3.25b)$$

- Com base na velocidade de propagação de ultrassons V ( $f_V$  (MPa)):

$$f_V = 62.5 V^2 - 497.5 V + 990 \quad \text{para } 4 \leq V \leq 4.8 \text{ km/s} \quad (3.26)$$

- Através da força de arranque  $F_u$  ( $f_P$  (MPa)):

$$f_P = 1.33 (F_u - 10) \quad \text{para } 10 \leq F_u \leq 60 \text{ kN} \quad (3.27)$$

A Figura 3.9 esquematiza o procedimento para se obter a relação a partir da curva de base (1), na qual se aplica o deslocamento  $\Delta f$  na vertical (2) e se obtém a curva de relação (3) entre a resistência e o ensaio NDT.

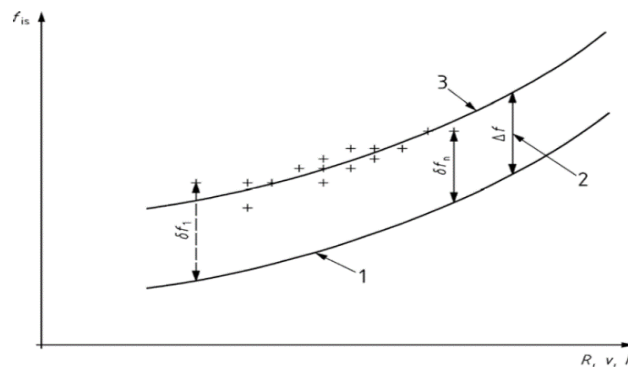


Figura 3.9 – Esquema para obter a relação entre a resistência à compressão e os resultados do ensaio NDT a partir da curva base [32]



O deslocamento imposto na curva de base  $\Delta f$  (MPa) é dado pela Equação 3.28.

$$\Delta f = \delta f_{m(n)} - k_1 \times S \quad (3.28)$$

Em que:

$\delta f_{m(n)}$  – média da diferença de resistências  $\delta f$  para os  $n$  resultados das amostras obtidas *in situ* (MPa)

$\delta f = f_{is} - f_{R,V \text{ ou } F}$  (MPa)

$f_{is}$  – resistência à compressão *in situ* (obtida em carotes)

$k_1$  – coeficiente que é função do número de pares de resultados

$S$  – desvio padrão dos resultados dos ensaios (MPa)

## 3.7. SÍNTESE DAS CORRELAÇÕES PROPOSTAS NA LITERATURA

Quadro 3.7 – Resumo das correlações entre os resultados do NDT e a resistência à compressão

Correlação entre o índice esclerométrico R e a resistência à compressão $f_c$ (MPa)			
Investigador	Relação	$R^2$	Observações
Szilágyi et al. (Modelo SBZ)	$f_{c,28} = a_6 \cdot R_{28}^{a_7}$		$a_6 > 0$ $a_7 \geq 1$
Qasrawi	$f_c = 1.353 R - 17.393$	0.88	
Shariati et al.	$f_c = 1.7206 R - 26.595$	0.94	
Knaze e Beno	$f_c = -46.4269 + 2.0449 R - 0.00186 R^2$	0.73	
Biondi e Candigliota	$f_c = (9.167 \times 10^{-3}) R^{2.27}$		Avaliação sísmica de estruturas de betão armado
Domingo e Hirose	$f_c = 1.5383 R - 1.5725$	0.94	Avaliação de betão jovem de alta resistência
Correlação entre a força de arranque (Pull-Out, kN) e a resistência à compressão $f_c$			
Investigador	Relação	$R^2$	Observações
Aparelho Boviar	$f_c = 8.482 F_u + 81.68$		$f_c$ (daN/cm <sup>2</sup> )
Soutsos et al	$f_c = -4.71 + 1.59 F_u$		$f_c$ (MPa)
Petersen	$f_c = -2.82 + 1.41 F_u$		$F_u \leq 25$ kN $f_c$ (MPa)
	$f_c = -9.52 + 1.59 F_u$		$37 \text{ kN} \leq F_u \leq 60 \text{ kN}$ $f_c$ (MPa)
Correlação entre a velocidade de propagação de ultrassons (USPV) e a resistência à compressão $f_c$ (MPa)			
Investigador	Relação	$R^2$	Observações
Qaraswi	$f_c = 32.72 V - 129.077$	0.96	$V$ (km/s)
Shariati et al.	$f_c = 15.533 V - 34.358$	0.92	$V$ (km/s)
Knaze e Beno	$f_c = -267.5249 + 11.2735 V - 0.1013 V^2$	0.93	$V$ (m/s $\cdot 10^{-2}$ )
Biondi e Candigliota	$f_c = -5 + \frac{18000}{5000 - V}$		$V$ (m/s)
	$f_c = 0.002073 \cdot \exp(0.0016 V)$		$V$ (m/s) Para betões de baixa resistência
Domingo e Hirose	$f_c = 5.6416 V - 19.763$	0.84	$V$ (km/s)
Correlação entre o resultado do método combinado (Índice esclerométrico e USPV) e a resistência à compressão $f_c$ (MPa)			
Investigador	Relação	$R^2$	Observações
Shariati et al	$f_c(R) = 4.07 V^2 + 57.96 V + 1.31 R - 173.04$	0.95	$V$ (km/s)
Biondi e Candigliota	$R_{CS1} = 7.695 \times 10^{-11} R^{1.40} V^{2.60}$		$V$ (m/s)
	$R_{CS2} = 1.20 \times 10^{-9} R^{1.058} V^{2.460}$		$V$ (m/s) Para baixa velocidade de onda
Domingo e Hirose	$\log f_c = 1.056 (\log R) + 1.633 (\log \text{Diret } V) - 6.097$	0.97	$V$ (m/s) Para transmissão direta
	$\log f_c = 1.374 (\log R) + 0.3518 (\log \text{Indiret } V) - 1.839$	0.96	$V$ (m/s) Para transmissão indireta

### 3.8 NOTAS DE SÍNTESE

A estimativa da resistência à compressão do betão é determinada a partir de correlações entre o resultado do ensaio NDT e a resistência medida no ensaio de compressão.

Os resultados dos ensaios devem ser avaliados estatisticamente por causa das incertezas associadas. A resistência do betão de uma estrutura não é normalmente igual à resistência característica que foi obtida nos provetes normalizados, uma vez que as condições *in-situ* podem ser diferentes (transporte, compactação, condições de cura).

A análise da variabilidade do método através do coeficiente de variação e do desvio padrão permite tirar conclusões sobre a aceitação dos resultados e aplicabilidade das correlações obtidas, como das já existentes na literatura.

Os métodos combinados são interessantes uma vez que coloca à disposição dois ou mais métodos para se proceder à estimativa da resistência. E, no contexto dos NDT, não se coloca, por enquanto, a hipótese da realização de ensaios em carotes, que são ensaios destrutivos, até que haja uma avaliação dos resultados. Pois o que se requer, além de resultados fiáveis, é simplicidade e economia.

Portanto, seguindo os procedimentos regulamentares e avaliando o melhor ajuste para uma curva de correlação é possível estimar a resistência à compressão do betão.



# 4

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

#### 4.1.1. ÂMBITO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

O estudo realizado neste capítulo enquadra-se na perspetiva do controlo de qualidade do betão numa construção nova, utilizando como caso de estudo os pilares construídos para ensaio no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Os ensaios não destrutivos realizados foram os ensaios de determinação da dureza superficial e de determinação da força de arranque. Dentre a variedade de ensaios não destrutivos expostos no Capítulo 2 foram selecionados estes dois por serem os disponíveis para a concretização no LESE, para além de serem de grande interesse uma vez que são alguns dos ensaios mais conhecidos e aplicados na vasta gama de betões de resistência normal, económicos, muito fáceis de operar e por não requererem muita experiência. Mais ainda, note-se que estes dois ensaios encontram-se preconizados na Norma Europeia de avaliação da resistência do betão *in situ* (EN-13791) [32].

Com a aplicação dos métodos não destrutivos em estudo será feita uma tentativa de análise evolutiva da resistência à compressão do betão, bem como da possibilidade de desenvolvimento de correlações entre a resistência à compressão dos provetes normalizados e a grandeza medida no ensaio.

#### 4.1.2. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS A ENSAIAR E DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Os ensaios foram realizados em seis séries de pilares:

- Série 1 – Série de seis pilares de secção retangular, betonados a 11 de Março de 2013, e respetivas amostras constituídas por seis cubos com 150 mm de lado provenientes da mesma amassadura;
- Série 2 – Série de seis pilares de secção retangular, betonados a 23 de Abril de 2013;
- Série 3 – Série de seis pilares de secção retangular, betonados a 20 de Junho de 2013 e respetivas amostras de seis cubos provenientes da mesma amassadura com 150 mm de lado;
- Série 4 – Série de cinco pilares de secção retangular, com idade superior a um ano;
- Série 5 – Série de oito pilares de secção octogonal, provenientes de pórticos de dois fustes cada, ensaiados no âmbito do projeto SIPAV, com idade superior a um ano e localizados no exterior, encostados ao pavilhão do laboratório, portanto suscetíveis às ações climáticas.
- Série 6 – Série de oito pilares de secção octogonal, também provenientes do projeto SIPAV, com idade superior a um ano, localizados no exterior, deitados sobre a relva, o que intensifica a ação dos agentes climáticos, sobretudo a ação da chuva.

A nomenclatura utilizada para se fazer referência aos diferentes elementos de cada série é exemplificada a seguir.

$S_iP_j$  – Série i, Pilar j;

$S_iPT_jA, E_{sup}$  – Série i, Pórtico j, fuste A, lado exterior E, extremidade Superior;

Os exemplos acima referem-se a pilares. A referência aos lados exterior e interior, assim como superior e inferior apenas se aplicam às séries 5 e 6, para os quais foram efetuadas leituras em mais do que uma zona em altura do elemento (junto às extremidades superior e inferior). De igual modo, a referência aos pilares A e B apenas se aplicam às mesmas séries (5 e 6) e correspondem a cada um dos dois fustes do pórtico  $PT_j$  resultantes da mesma betonagem.

No caso dos ensaios em provetes cúbicos, a notação é semelhante à apresentada, mas a letra P é substituída por Cub.

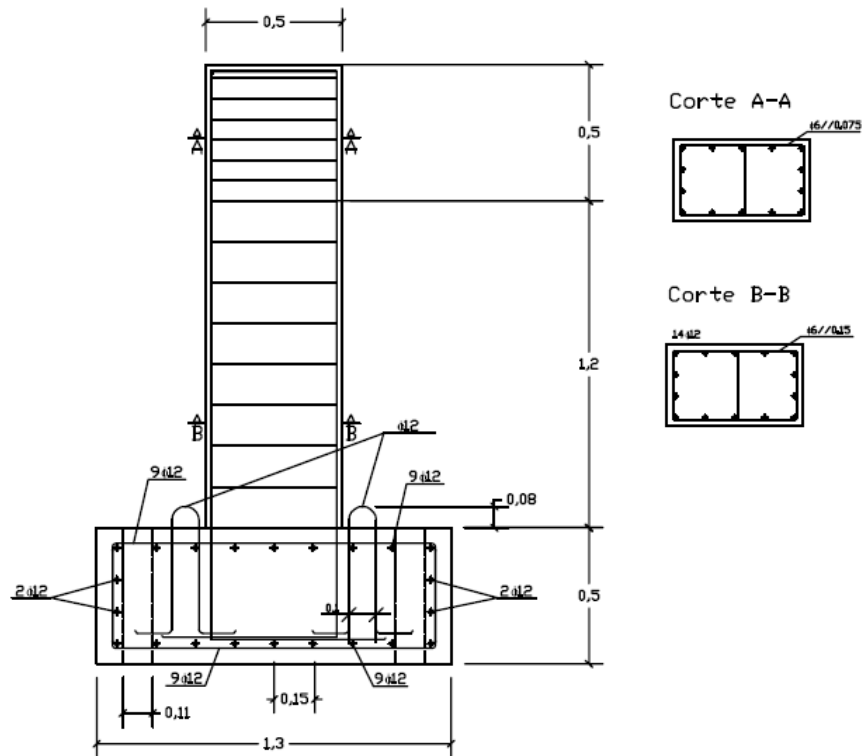
O Quadro 4.1 sintetiza todos os elementos disponibilizados para ensaio, referidos com a nomenclatura descrita acima.

Quadro 4.1 – Síntese da nomenclatura para os elementos das Séries de ensaios

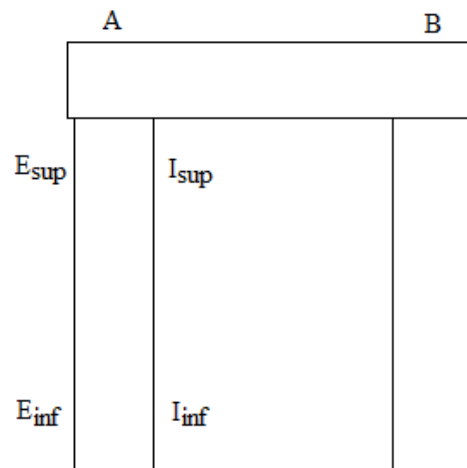
	Séries					
	1	2	3	4	5	6
Pilares	$S_1P_1$	$S_2P_1$	$S_3P_1$	$S_4P_1$	$S_5PT_1A, E_{sup}$	$S_6PT_1A_{sup}$
	$S_1P_2$	$S_2P_2$	$S_3P_2$	$S_4P_2$	$S_5PT_1A, E_{inf}$	$S_6PT_1A_{inf}$
	$S_1P_3$	$S_2P_3$	$S_3P_3$	$S_4P_3$	$S_5PT_1A, I_{sup}$	$S_6PT_1B_{sup}$
	$S_1P_4$	$S_2P_4$	$S_3P_4$	$S_4P_4$	$S_5PT_1A, I_{inf}$	$S_6PT_1B_{inf}$
	$S_1P_5$	$S_2P_5$	$S_3P_5$	$S_4P_5$	$S_5PT_1B, E_{sup}$	$S_6PT_2A_{sup}$
	$S_1P_6$	$S_2P_6$	$S_3P_6$		$S_5PT_1B, E_{inf}$	$S_6PT_2A_{inf}$
					$S_5PT_1B, I_{sup}$	$S_6PT_2B_{sup}$
					$S_5PT_1B, I_{inf}$	$S_6PT_2B_{inf}$
					$S_5PT_2A, E_{sup}$	...
					$S_5PT_2A, E_{inf}$	$S_6PT_4A_{sup}$
					...	$S_6PT_4A_{inf}$
					$S_5PT_8I_{sup}$	$S_6PT_4B_{sup}$
					$S_5PT_8I_{inf}$	$S_6PT_4B_{inf}$
Cubos	$S_1Cub_1$		$S_3Cub_1$			
	$S_1Cub_2$		$S_3Cub_2$			
	$S_1Cub_3$		$S_3Cub_3$			
	$S_1Cub_4$		...			
	$S_1Cub_5$		$S_3Cub_7$			
	$S_1Cub_6$		$S_3Cub_8$			

A Figura 4.1a mostra a geometria dos pilares das Séries 1 a 4, de secção retangular, onde se pode observar também a posição das armaduras que, como já se viu, é fator de influência dos resultados. Na

Figura 4.1b está o esquema dos pórticos utilizados nas Séries 5 e 6, de secção octogonal, juntamente com a nomenclatura que foi utilizada para identificar as zonas de ensaio.



a) Geometria dos pilares das Séries 1 a 4 [38]



b) Esquema dos pórticos das Séries 5 e 6 com indicação da nomenclatura utilizada.

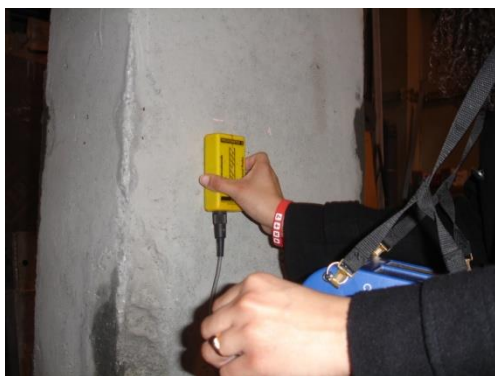
Figura 4.1 – Geometria dos pilares e dos pórticos

Os pilares das Séries 1, 2 e 3 foram ensaiados poucos dias após a betonagem, daí que neste trabalho são designados de pilares novos, enquanto que as restantes séries, Séries 4, 5 e 6, por estarem endurecidos há vários meses quando se realizou os ensaios, recebem a designação de pilares antigos.

Não há informação disponível sobre a composição do betão de cada série. Informações sobre a composição do betão, a proporção água/cimento, tipo e dimensão dos agregados são fatores de influência sobre os resultados, portanto, seriam úteis para a análise dos resultados obtidos. A ausência destas características do betão é muito comum quando se trata de uma estrutura existente e, embora o conjunto de dados experimentais aqui estudados correspondam a betões novos e a betões com pouco mais de um ano, procurar-se-á dar resposta à forma que os resultados assumem, sabendo de antemão que podem ter tido influência das características inerentes à composição do betão.

A determinação do índice esclerométrico foi realizada em todos os elementos. A regulamentação seguida foi a norma EN 12504-2 [29].

Primeiramente foi desenhada uma grelha retangular, de aproximadamente 300mm x 300mm, nos pilares para a marcação do local a realizar as leituras. Para tal, com o auxílio de um detetor de armaduras Profometer 5 da Proceq, localizou-se a posição das armaduras para que a grelha pudesse ficar fora na zona de armaduras, evitando assim a influência do aço nas leituras (Figura 4.2a). De seguida foi regularizada a superfície do betão com uma pedra abrasiva que vem juntamente com o aparelho de medição (Figura 4.2b). Em cada local selecionado para medições foram efetuadas 12 leituras e o equipamento utilizado foi o esclerómetro Proceq Tipo N (Figura 4.2c).



a)



b)



c)

Figura 4.2 – Sequência de procedimentos na determinação do índice esclerométrico



Neste trabalho, tendo sido utilizado um equipamento recente (Silver Schmidt – Proceq), o índice esclerométrico corresponde ao índice Q, abordado no Capítulo 2, que é obtido diretamente do esclerómetro. A nomenclatura utilizada para designar o índice esclerométrico continua sendo o R.

A medição da força de arranque (*Pull-Out*), feita nos pilares, foi realizada no mesmo local de medição do índice esclerométrico para uma posterior análise da relação entre estes dois métodos (Figura 4.3a). O ensaio foi feito com base na norma EN 12504-3 [30]. Após a extração do cone procedeu-se à medição da profundidade de carbonatação, a fim de verificar a sua influência nos resultados (Figura 4.3b).

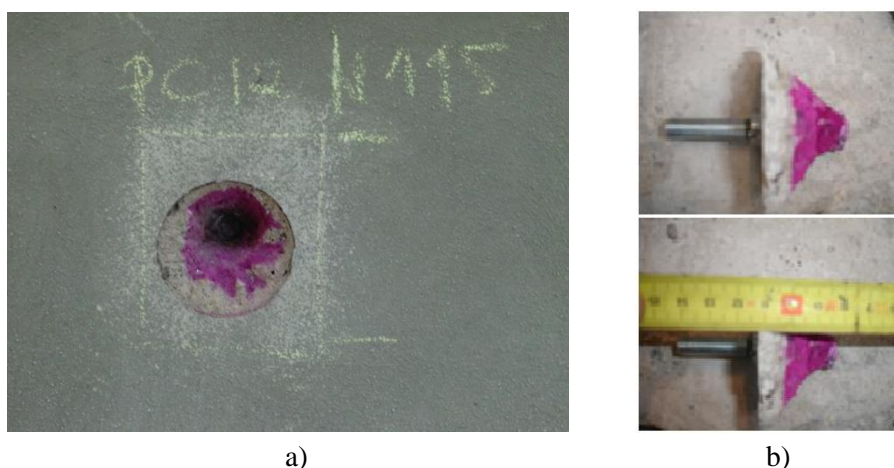


Figura 4.3 – Ensaio da determinação da força de arranque

Foram realizados ensaios à compressão dos provetes cúbicos para a comparação com os resultados dos ensaios e desenvolvimento de correlações entre os mesmos de acordo com o ponto 8 da norma EN 13971 [32], conforme já mencionado no Capítulo 3.

## 4.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.2.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

#### 4.2.1.1. Resultados dos ensaios de resistência à compressão em provetes

A resistência à compressão do betão obtida nos ensaios aos provetes foi definida de acordo com a norma EN 12390-3/2003 [11].

Os provetes moldados utilizados no ensaio de resistência à compressão são cúbicos e cilíndricos. Assim, para que haja coerência na avaliação e comparação com os resultados obtidos nos ensaios NDT, é necessário uniformizar a resistência desses provetes. Será utilizada a resistência correspondente a provetes cilíndricos ( $f_{cil}$ ), pelo que para os provetes cúbicos ( $f_{cub}$ ) a resistência é reduzida a 80%.

A determinação da classe do betão dos provetes moldados foi feita com base na norma ENV-206 [33], através da obtenção do valor da resistência característica  $f_{ck}$  e sua correspondência à respetiva classe.

A resistência  $f_{ck}$  foi calculada segundo a Equação 4.1, idêntica à Equação 3.2, neste caso referente aos provetes moldados para cada betonagem. O parâmetro  $k$  tem o valor de 7 já que o número de resultados de ensaio é 3 (três provetes ensaiados).

$$f_{ck} = \min \{ f_{cm} - k; f_{menor} + 4 \} \quad (4.1)$$

Onde:

$f_{ck}$  – resistência característica;

$f_{cm}$  – resistência à compressão média dos provetes ensaiados;

$f_{menor}$  – menor valor do resultado da resistência à compressão;

$k$  – margem ou desvio associado ao pequeno  $n^\circ$  de ensaios.

Os valores médios das resistências ( $f_{cm}$ ) podem ser observados no Quadro 4.2, juntamente com os respetivos parâmetros estatísticos: desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV). Observa-se ainda, nas duas últimas colunas os valores de  $f_{ck}$  calculados pela Equação 4.1 e as correspondentes classes de betão de acordo com a norma ENV 206 [33], consoante os provetes cúbicos ou cilíndricos.

Quadro 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão

Elementos	Tempo de cura (dias)	Tipo de provetes	$f_{cm}$ (MPa)	DP (MPa)	CV (%)	$f_{ck}$ (MPa) ENV-206	Classe obtida
S <sub>1</sub>	32	Cubos	8,38 (0,80.10,48)	0,95	11,29	1,38	n.a.*
S <sub>2</sub>	28	Cubos	12,08 (0,80.15,10)	0,52	4,32	5,08	n.a.*
S <sub>3</sub>	32	Cubos	27,92 (0,80.34,90)	1,81	6,50	20,92	C16/20
S <sub>4</sub>	29	Cilindros	20,51	0,10	0,49	13,51	C12/15
S <sub>5</sub> PT <sub>1</sub>	45	Cilindros	37,00	2,03	5,48	30,00	C30/37
S <sub>5</sub> PT <sub>2</sub>	49	Cilindros	45,65	0,39	0,85	38,65	C35/45
S <sub>5</sub> PT <sub>3</sub>	48	Cilindros	44,59	0,69	1,54	37,59	C35/45
S <sub>5</sub> PT <sub>4</sub>	34	Cilindros	41,86	1,72	4,10	34,86	C30/37
S <sub>6</sub> PT <sub>1</sub>	29	Cilindros	48,20	1,34	2,78	41,20	C40/50
S <sub>6</sub> PT <sub>2</sub>	34	Cilindros	44,81	1,16	2,59	37,81	C35/45
S <sub>6</sub> PT <sub>3</sub>	29	Cilindros	41,14	0,78	1,90	34,14	C30/37
S <sub>6</sub> PT <sub>4</sub>	31	Cilindros	48,45	2,74	5,66	41,45	C40/50

n.a.\* - Não aplicável. As Séries 1 e 2 tiveram problemas no fornecimento pelo que de acordo com o  $f_{ck}$  obtido não podem ser classificados como betão estrutural.

#### 4.2.1.2. – Resultados do ensaio de determinação da dureza superficial

Para os pilares novos (Séries 1 a 3) estão apresentados os valores correspondentes a um tempo de cura próximo dos 28 dias, enquanto que para as restantes séries (Séries 4 a 6) os elementos têm idade superior a um ano.

Nas Séries 1 e 3 foi possível ensaiar pilares e provetes moldados do mesmo betão. Para as restantes séries já não haviam provetes disponíveis pelo que só foram ensaiados os pilares.

A Figura 4.4 ilustra alguns cubos e a malha de ensaio de um dos pilares ensaiados para a determinação do índice esclerométrico.



Figura 4.4 – Cubos e pilares ensaiados com o esclerómetro

Os ensaios foram realizados de acordo com a abordagem feita no Capítulo 2, pelo que considerou-se como um ensaio o conjunto das doze leituras numa zona do elemento. Nas Figuras 4.5 a 4.10 estão individualizados os gráficos correspondentes às doze leituras do índice esclerométrico para cada ensaio realizado em cada elemento de cada série.

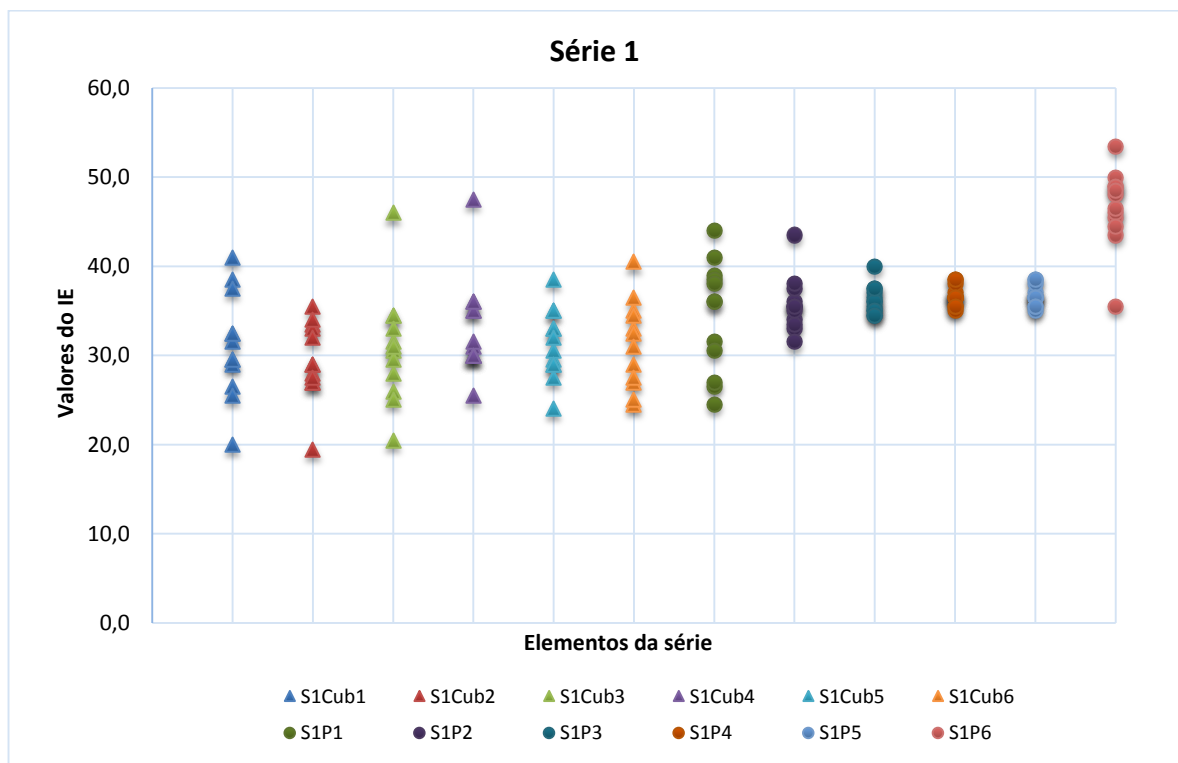


Figura 4.5 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 1

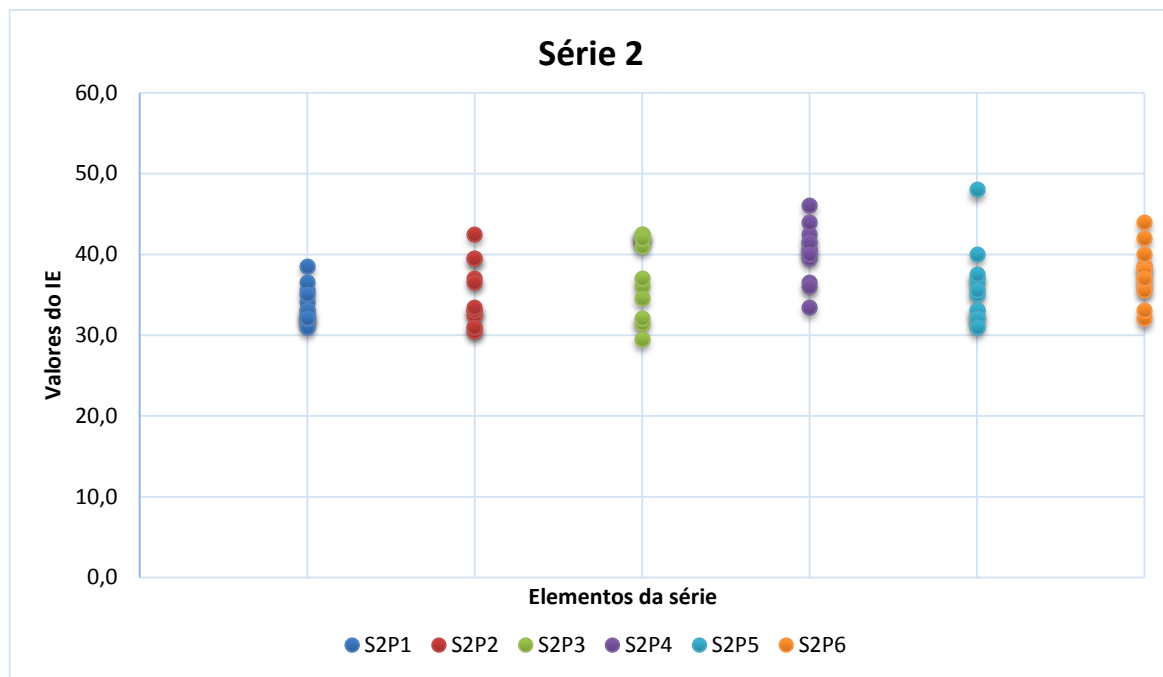


Figura 4.6 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 2

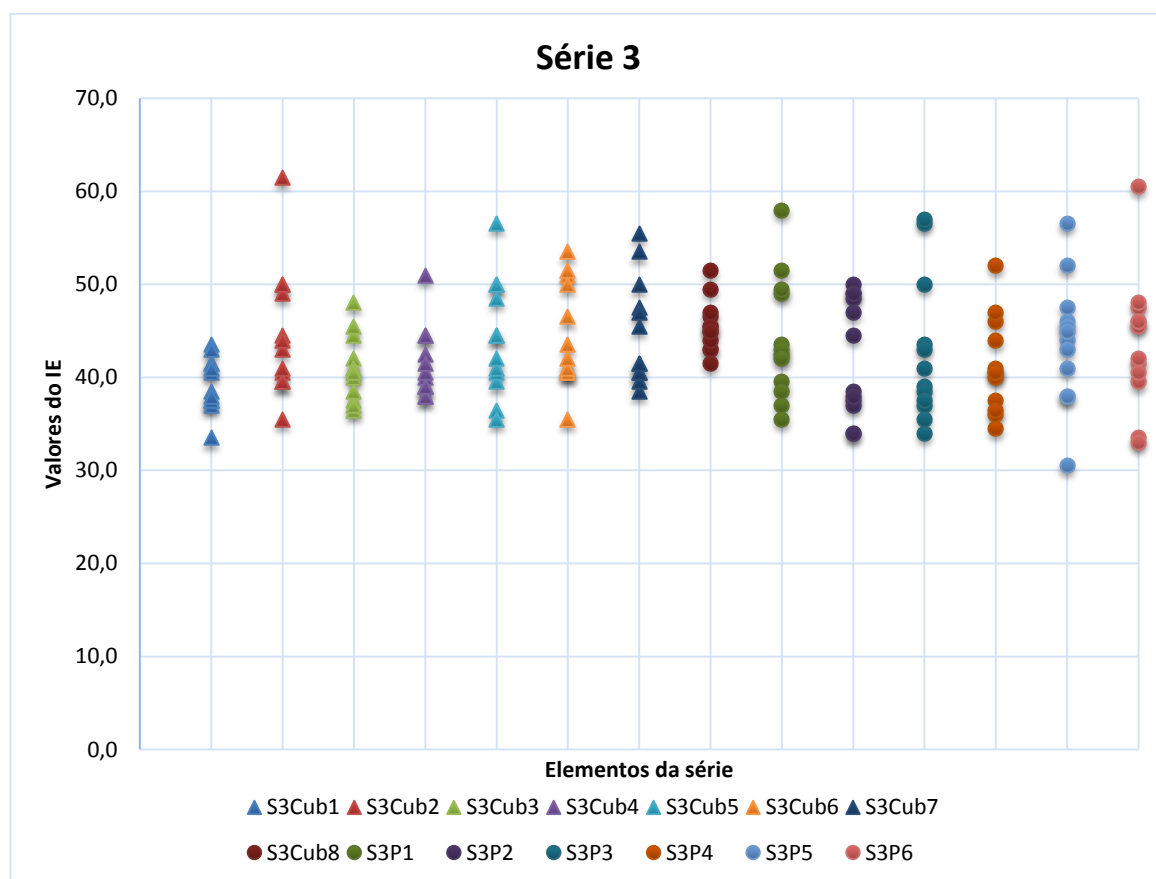


Figura 4.7 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 3

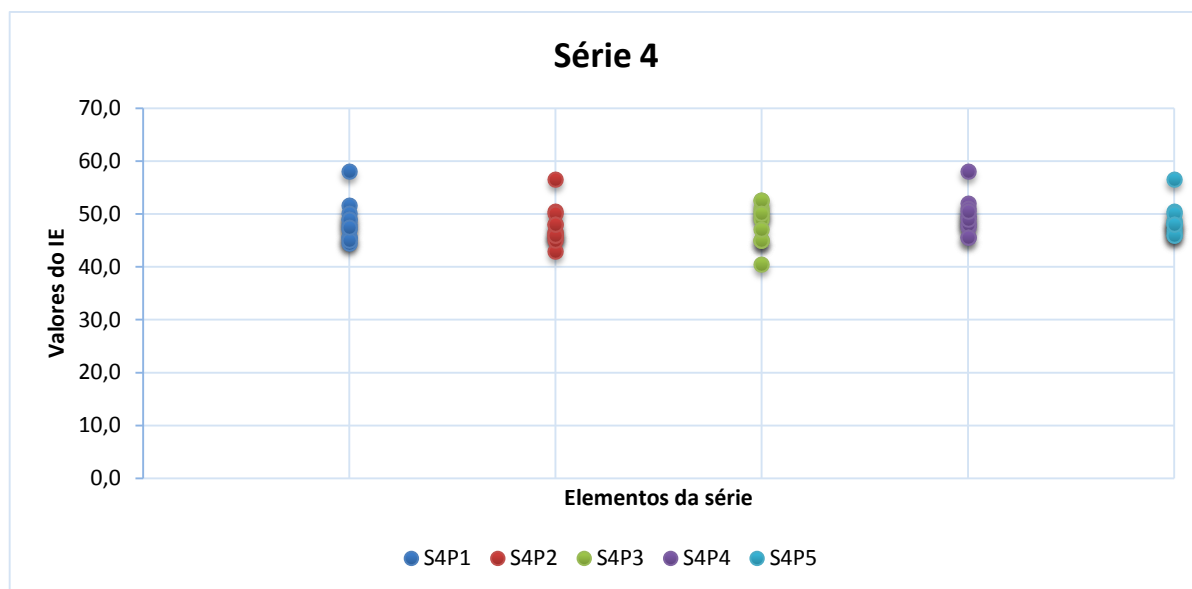


Figura 4.8 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 4

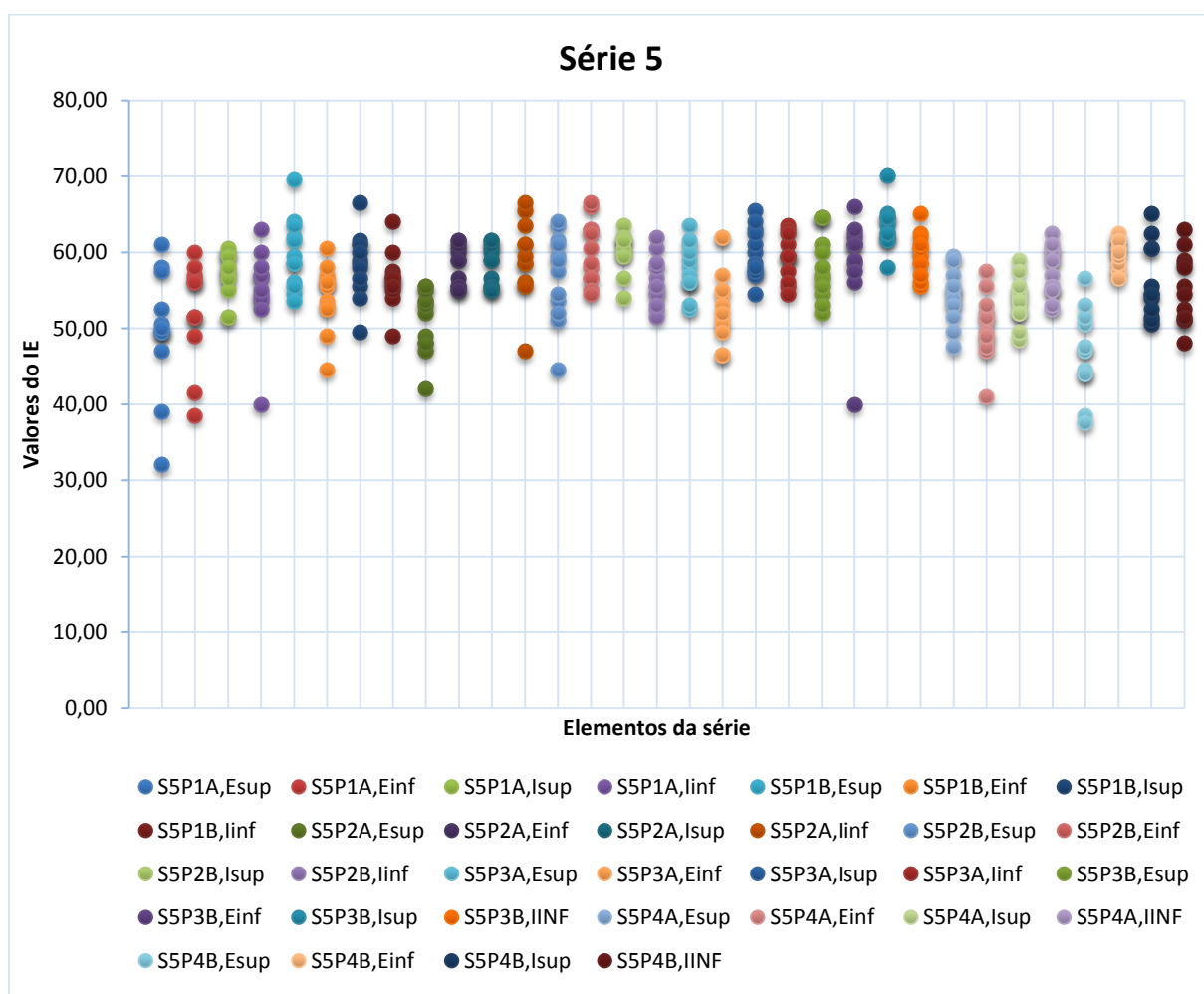


Figura 4.9 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 5

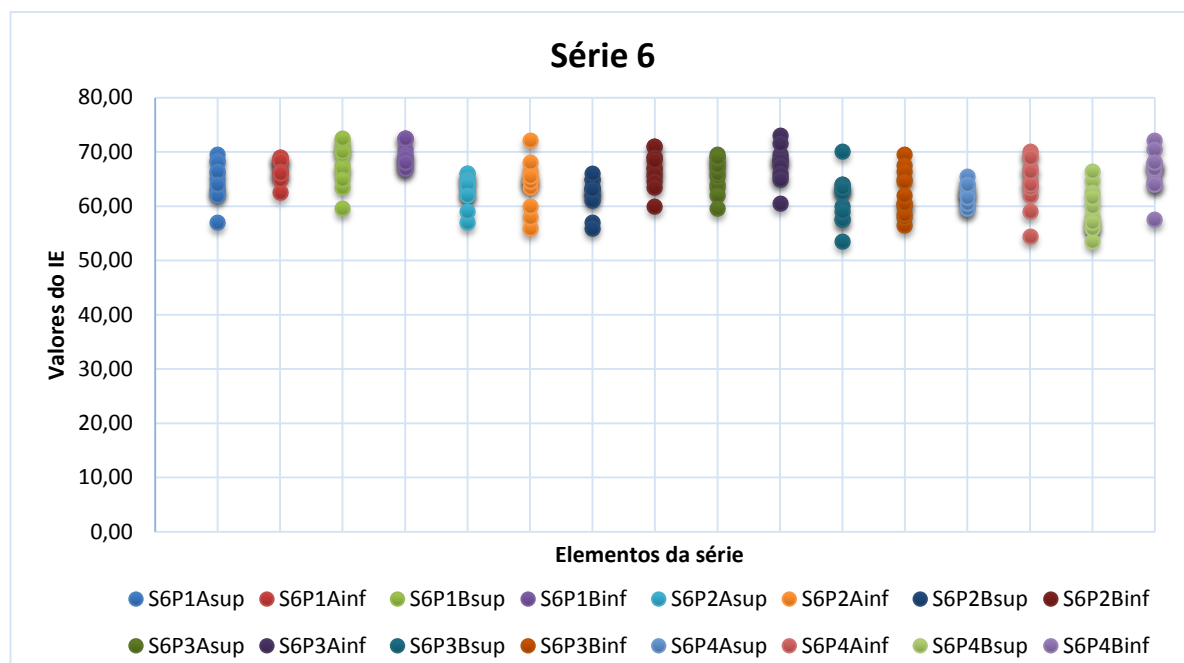


Figura 4.10 – Índice esclerométrico dos elementos da Série 6

A partir das doze leituras do esclerómetro determina-se a mediana, a qual corresponde ao valor do índice esclerométrico do ensaio. Cada ponto do gráfico da Figura 4.11 representa cada resultado do ensaio em cada elemento (cubos e pilares) e para cada série é representado o nível do valor médio do índice esclerométrico. Para as Séries 5 e 6, foram realizados mais do que um ensaio (ou seja, em mais do que uma zona) por pilar. Assim, a totalidade dos ensaios de determinação da dureza superficial realizados é dada pelo número de pontos do gráfico (49 pontos).

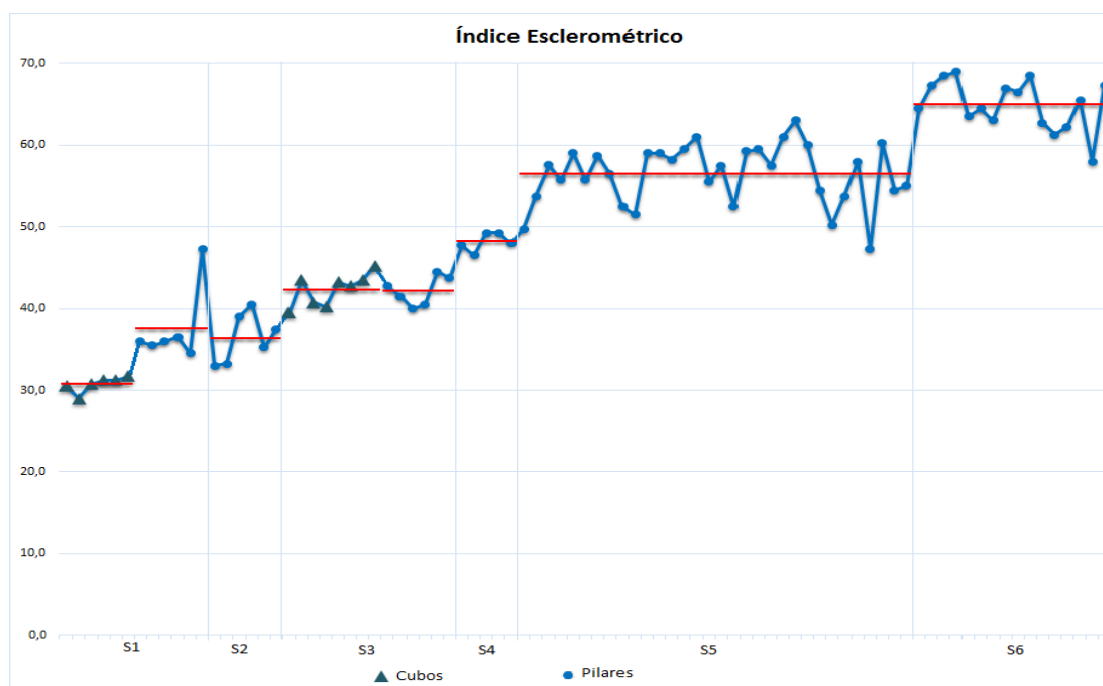


Figura 4.11 – Índice esclerométrico obtido em cada elemento testado

Resultante da Figura 4.11, no Quadro 4.3 encontram-se as médias das leituras do índice esclerométrico R para cada série em estudo e os correspondentes desvio padrão DP e coeficiente de variação CV. Na coluna “Nº ensaios x Nº Elementos” está a quantidade de ensaios realizados em cada cubo ou em cada pilar, que no total são os 49 pontos do gráfico da Figura 4.11.

Quadro 4.3 – Valores médios dos resultados obtidos na medição do índice esclerométrico R

Elemento		Ensaio de medição da dureza superficial			
		Nº Ensaios x Nº Elementos	Valor médio do R	DP	CV (%)
Série 1	Cubos	1 x 6	30,8	5,1	16,48
	Pilares	1 x 6	37,6	3,1	8,28
Série 2	Pilares	1 x 6	36,4	3,8	10,27
Série 3	Cubos	1 x 8	23,5	4,7	10,76
	Pilares	1 x 6	42,5	6,7	15,47
Série 4	Pilares	1 x 5	48,2	3,4	7,04
Série 5	Fustes	4 x 8	56,5	4,3	7,58
Série 6	Pilares	4 x 4	65,0	3,3	5,13

#### 4.2.1.3. – Resultados do ensaio de determinação da força de arranque (*Pull-Out*)

O ensaio de *pull-out* foi efetuado nos pilares das séries em estudo aproveitando-se o mesmo local utilizado para o ensaio de medição da dureza superficial, conforme a descrição feita no Capítulo 2. A Figura 4.12 ilustra um dos pilares ensaiados.

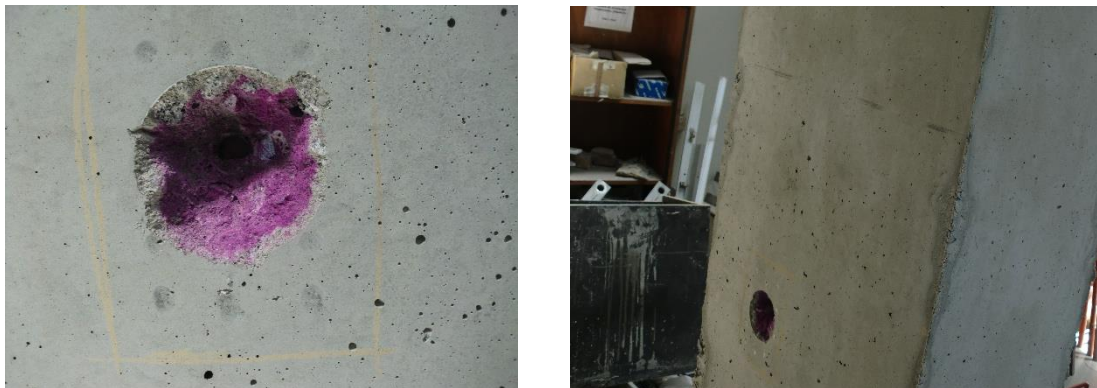


Figura 4.12 – Pilar após o ensaio de *pull-out*

Durante o ensaio alguns elementos foram eliminados devido à rotura da bucha metálica. Na Série 1 foi eliminado um elemento, na Série 5 três elementos devido à rotura da bucha e ainda outros dois pela inacessibilidade para se proceder ao ensaio.

Para a Série 3 não foi possível a realização do ensaio de *pull-out* pelo não há resultados para esta série. Para a Série 6 não são apresentados quaisquer resultados relativos ao ensaio, uma vez que nas quatro primeiras extrações as buchas romperam, tendo-se concluído que a resistência do betão da Série 6 é



superior à das buchas utilizadas. A Figura 4.13 ilustra alguns pilares da Série 5, podendo-se observar dois pilares cujas buchas se romperam e dois em que foi possível extrair a bucha.



Figura 4.13 – Pilares cujas buchas romperam-se (à esquerda e à direita)

O gráfico da Figura 4.14 mostra os resultados de todos os ensaios realizados em cada série e os respectivos níveis médios da força de arranque.

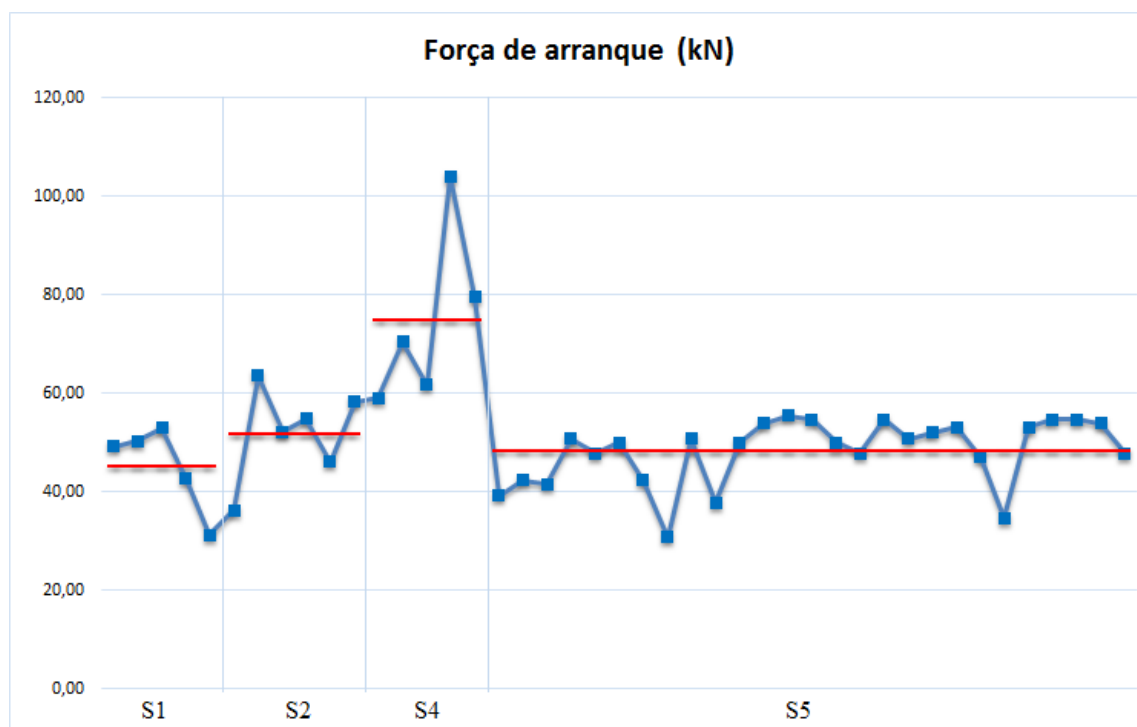


Figura 4.14 –  $F_u$  obtido em cada elemento testado



Os valores médios da força de arranque  $F_u$  e os resultados estatísticos (desvio padrão DP e coeficiente de variação CV) do ensaio estão apresentados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores médios da força de arranque  $F_u$

Elemento	Ensaio de medição da força de arranque – <i>Pull-Out</i>			
	Nº Ensaio realizados	Valor médio de $F_u$ (kN)	DP (kN)	CV (%)
Série 1	5	45,23	8,67	19,17
Série 2	6	51,89	9,66	18,61
Série 3	-	-	-	-
Série 4	5	79,25	19,37	24,44
Série 5	27	48,20	6,70	13,91
Série 6	-	-	-	-

#### 4.2.2. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

##### 4.2.2.1. Ensaio de resistência à compressão

A primeira observação que se pode fazer ao analisar o Quadro 4.2 está nos valores da classe de betão efetivamente obtida. As Séries 1 e 2, devido ao baixo valor do  $f_{ck}$  não podem ser considerados betões estruturais e para as Séries 5 e 6 obtém-se diferentes classes de betões nos elementos.

Essa situação relembra a necessidade e a importância da verificação da qualidade do betão, pois pode acontecer que o betão seja mais fraco que o que foi pedido ao fornecedor. E como o ensaio é rigoroso nem se considera que possa haver erro no próprio ensaio capaz de produzir resultados de resistência tão baixos, existindo claramente erro no fornecimento.

Analisando a variabilidade do ensaio, verifica-se que a Série 1 é a que apresenta o valor mais elevado do CV com 11,29% e o menor valor de CV foi obtido para a Série 4 com 0,49%. No geral, a variabilidade da resistência à compressão é bastante boa já que os valores não são muito elevados, o que transmite confiança na validação dos resultados.

##### 4.2.2.2. Ensaio de medição da dureza superficial

Num todo foi determinado o índice esclerométrico em 14 cubos, 23 pilares de secção retangular e 16 pilares de secção octogonal.

Por análise ao Quadro 4.3 nota-se uma significativa diferença entre os valores das três primeiras séries de pilares e das três últimas. Já era de se esperar uma vez que as primeiras correspondem a pilares novos e as últimas a pilares mais antigos (com idade superior a 365 dias), sendo que nestes os valores do índice esclerométrico são superiores e, consequentemente, a resistência à compressão também o é.

O valor máximo do CV para os 29 dias relativo ao índice esclerométrico verificado nos provetes foi no cubo S1Cub3 com 20,42%, como se pode ver pela Figura 4.15a. Em provetes, fatores como a humidade, existência de vazios e a própria geometria reduzida, são suscetíveis de conduzir a erros de leitura.

Considerando apenas os pilares verifica-se que o máximo CV obtido foi no pilar  $S_3P_3$ , com o valor de 18.28% (Figura 4.15c). Pelo Quadro 4.3 verifica-se que a Série 3 apresenta valores elevados para o CV (15.47%), o que leva a crer que a razão para tal variabilidade no conjunto de valores não seja uma particularidade do pilar  $S_3P_3$ , mas sim do grupo, podendo estar envolvidos diversos fatores, tais como a composição do betão, o tamanho dos agregados, as condições de cura e de humidade e a presença de armaduras.

O valor mínimo obtido para o CV foi de 2.93%, correspondente ao pilar  $S_6P_1A_{inf}$  (Figura 4.15f). A Série 6 apresenta os menores valores para o CV. Sendo pilares com idade superior a um ano, já atingiram a maturidade total, pelo que as características dependentes do tempo estão agora estabilizadas, com exceção da evolução da carbonatação. Então, existe uma maior uniformidade do betão, o que leva a ter leituras com menos variabilidade e, portanto, aceitáveis.

O valor médio do CV obtido para a totalidade dos ensaios é de 9.17%. Ainda que bastante próximo ao limite proposto pela literatura, de 10%, este valor médio do CV é aceitável e torna credíveis as leituras efetuadas para o ensaio de determinação do índice esclerométrico.

Passando agora à uma análise mais individualizada em cada Série, observando a Figura 4.15a, verifica-se que na Série 1 a variabilidade obtida para os cubos é grande, com valores superiores a 10 e que nos pilares apenas o  $S_1P_1$  se encontra acima do limite proposto para o CV. No geral, os pilares apresentam valores de CV inferiores aos cubos. A justificação é semelhante à dada para os casos anteriores; pode estar associada às condições de humidade distintas, à presença de vazios, de inertes. Isto é perceptível quando se observa no Quadro 4.3 que o coeficiente de variação médio dos cubos (16.48%) é de quase o dobro do valor dos pilares (8.28%).

A Série 2 (Figura 4.15b) apresenta uma variação do índices esclerométrico na mesma gama de valores que as restantes séries de elementos novos (com CV entre 6.58 e 13.01%).

Analisando agora a variabilidade dos valores na Série 3, percebe-se o inverso que na Série 1. Os cubos, com o coeficiente de variação médio de 10.76%, apresentam menor variabilidade que os pilares, com 15.47% (Figura 4.15c). Os mesmos motivos citados para o caso da Série 1 podem aplicar-se a este caso, talvez de forma mais acentuada, sobretudo pelas condições de humidade e presença de armaduras nos pilares.

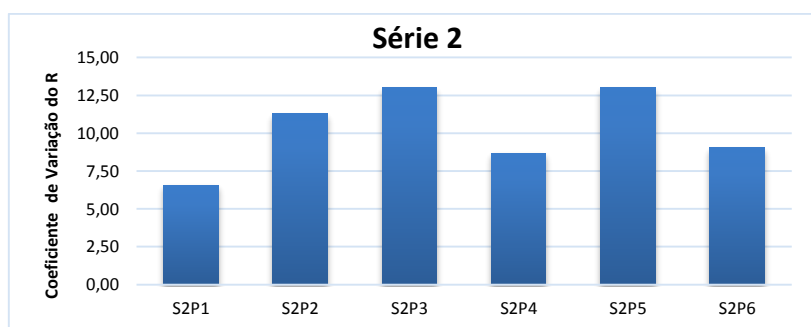
A Série 4 (Figura 4.15d) apresenta valores satisfatórios, com pequena variabilidade do índice esclerométrico. O CV varia de 5.87% a 7.67%, valores estes que estão todos abaixo do limite proposto pela literatura, o que torna credível o conjunto de leituras obtidas.

Na Série 5 foram efetuadas quatro leituras (isto é, em quatro zonas distintas) para cada um dos oito pilares, o que dá um total de 32 leituras. Nos elementos  $S_5P_1$  e  $S_5P_2$  a variabilidade é um pouco superior à dos restantes elementos (Figura 4.15e); contudo, o CV médio é de 7.58% (Quadro 4.3), o que permite afirmar que a variabilidade dos resultados não é significativa. Pode-se concluir que o betão é de boa qualidade e que o ensaio para esta série é válido.

Na Série 6 efetuou-se duas leituras em cada pilar, perfazendo um total de 16 leituras na série. Os valores do índice esclerométrico obtidos são elevados e com pouca variabilidade. Esta foi a série com menor variabilidade, variando o CV de 2.93% a 6.92% (Figura 4.15f). Trata-se de um betão estrutural de boa qualidade e com resistência elevada.



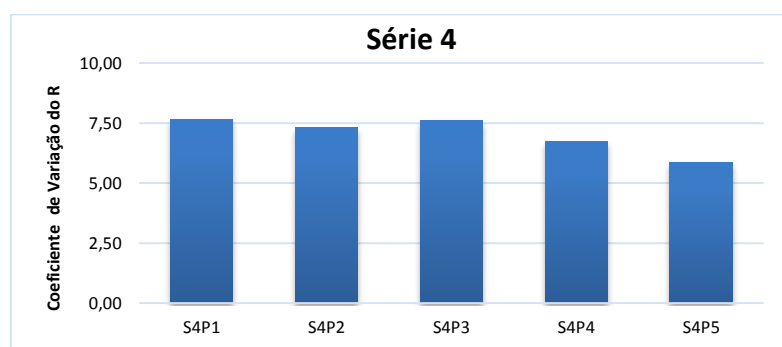
a)



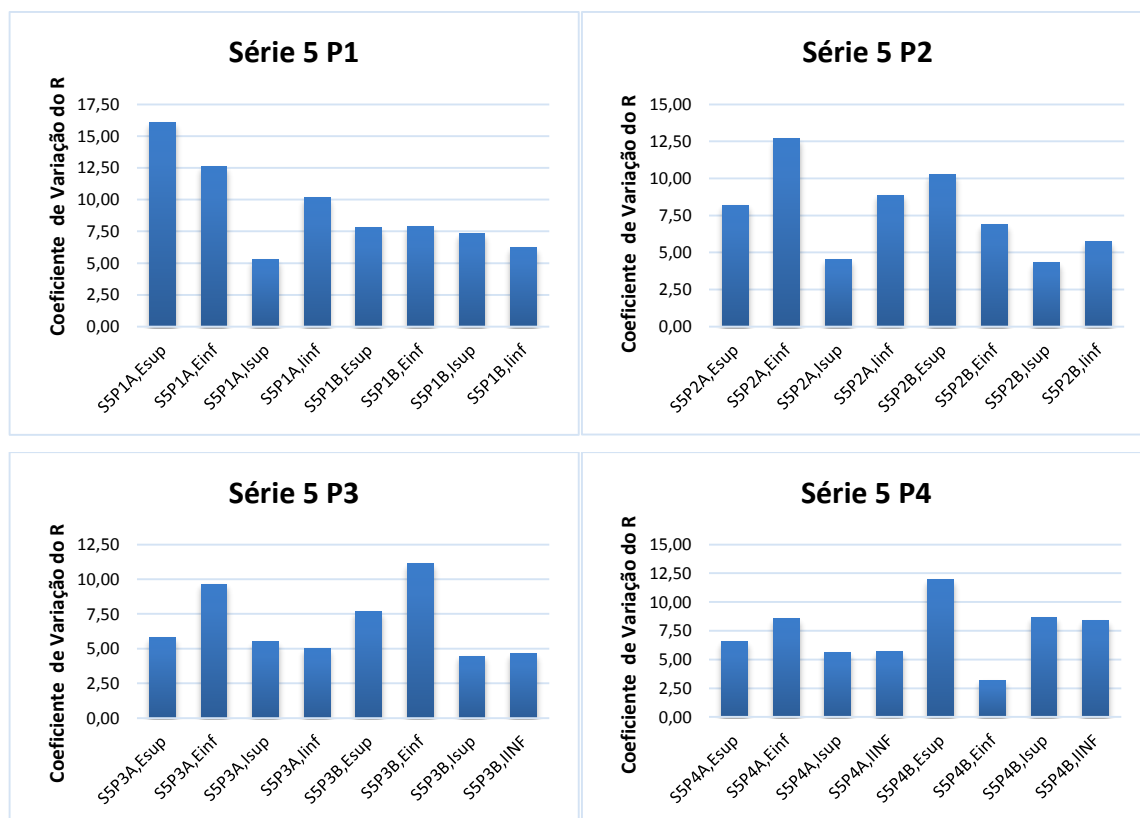
b)



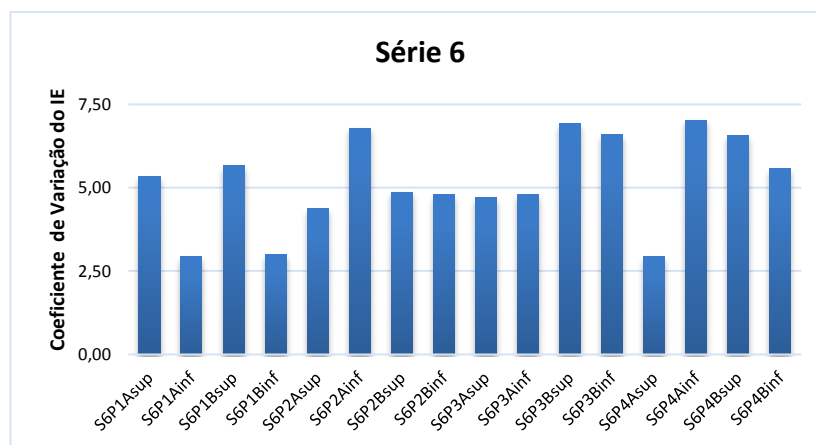
c)



d)



e)



f)

Figura 4.15 – Coeficiente de Variação do Índice Esclerométrico de todos os elementos e zonas ensaiadas

A Figura 4.16 permite comparar de modo mais generalizado, os valores do CV obtidos para as diferentes séries com o limite de 10% proposto pelo ACI [2]. Considera-se então que os resultados do índice esclerométrico para a Série 3 apresenta pouca fiabilidade, podendo conduzir a incertezas e erros significativos. A Série 2 apresenta um CV médio no limite (10,27%) pelo que ainda assim pode-se considerar que os resultados sejam credíveis. A Série 1, embora tenha um CV médio superior ao limite

proposto para os provetes cúbicos (16,48%), para os pilares apresenta um CV médio inferior ao limite (8,28%), podendo assim, ser considerados aceitáveis os resultados.

As restantes séries apresentam boa margem até ao limite, com CV relativamente baixos, pelo que, sem dúvida, apresentam resultados para o índice esclerométrico fiáveis e capazes de conduzir a estimativas próximas da realidade.

Para as séries de pilares antigos, ou seja, as Séries 4, 5 e 6, os valores do coeficiente de variação são menores do que os das séries de pilares novos, sobretudo os valores da Série 6, com 5.13%. Verifica-se ainda que esta mesma série apresenta um valor médio do índice esclerométrico elevado (65), o que é consentâneo com a resistência também superior à das restantes séries.

**Comparação entre os valores de CV obtidos e o valor limite proposto pelo ACI**

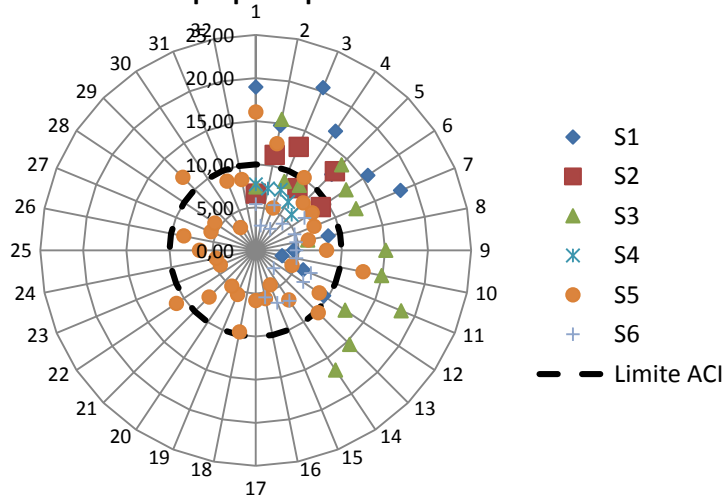


Figura 4.16 – Gráfico comparativo entre os valores de CV obtidos e o limite proposto pela ACI

Comparando os valores do desvio padrão com os valores típicos apresentados no Quadro 3.4 (Capítulo 3) [12] que, recordando indica que para o valor de 3 do desvio padrão o nível de controlo da produção do betão é muito bom, para 5 é normal e para 7 é baixo, as Séries 1 e 2, com 3.1 e 3.8, enquadram-se no nível de controlo de produção muito bom, enquanto que a Série 3, com 4.7 para os cubos e 6.7 para os pilares, enquadra-se do nível bom, estando os pilares mesmo no limite superior. Pela Figura 4.17 este fato é visualmente perceptível.

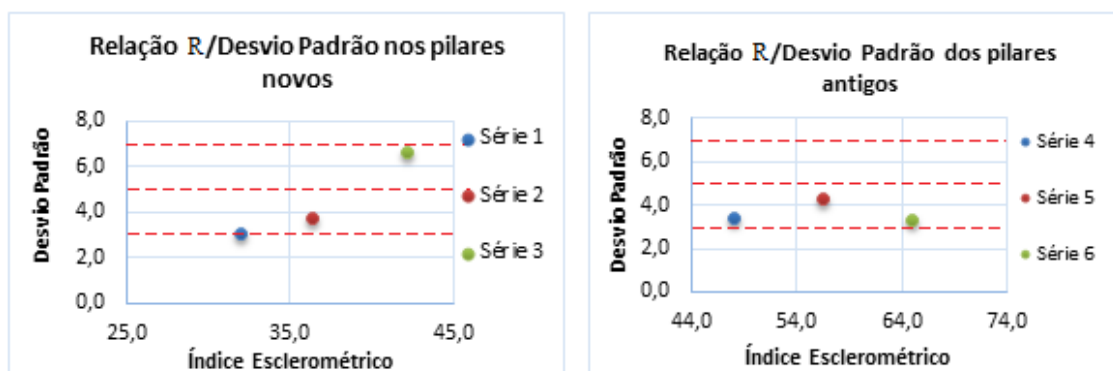


Figura 4.17 – Desvio padrão no índice esclerométrico medido nos pilares novos e nos antigos

Estas Séries 4, 5 e 6 apresentam valores para o desvio padrão de 3.4, 4.3 e 3.3, respetivamente, o que os enquadra no nível de controlo de produção muito bom. Os pilares já possuem maturidade praticamente constante, o que justifica a menor variabilidade, pois o coeficiente de variação tende a diminuir com o aumento do índice esclerométrico, já que é calculado pela razão entre o desvio padrão e o valor médio do índice esclerométrico.

#### 4.2.2.3. Ensaio de determinação da força de arranque (*Pull-Out*)

A força de arranque foi calculada de acordo o descrito no Capítulo 2 e seguindo as recomendações da norma EN 12504-3 [30].

O ensaio de determinação da força de arranque foi realizado para um total de 49 pilares. A bucha utilizada no ensaio partiu em 4 destes pilares, portanto, só são apresentados e analisados os resultados dos 45 pilares em que foi possível extrair a bucha.

Avaliando os resultados para cada série individualmente, observa-se na Figura 4.14 que a dispersão dos resultados é grande, sendo que na Série 4 é ainda maior.

Observando de forma geral os resultados no Quadro 4.4, percebe-se que a variabilidade do método é grande, pois todas as séries apresentam valores elevados para o coeficiente de variação. Como referido, há um destaque da Série 4 por ter o valor de  $F_u$  superior (79,25 kN) e também por apresentar o valor máximo do CV (24,44%). Estes valores vieram de certa forma contrariar as expectativas, pois tratando-se de uma série com pilares de idade superior a um ano, esperava-se mais uniformidade nos resultados; porém, é de referir o facto de, em alguns casos, a presença de armaduras ser bastante evidente no interior do betão após o arrancamento, o que, com certeza, teve grande influência nestes valores exageradamente elevados.

O valor mínimo do CV foi obtido para a Série 5 (13,91%), recordando que a quantidade de elementos ensaiados nesta série foram superiores aos das outras.

A média do CV de todas as séries é de 18,98%, valor este muito elevado, o que levaria a crer que a confiança nos resultados obtidos seria bastante baixa. No entanto, importa lembrar que o reduzido número de elementos disponíveis para o ensaio também influencia a variabilidade, pelo que aquele valor médio global é um indicador de pouco relevo. A Figura 4.18 mostra uma vista geral comparativa do CV da força de arranque.

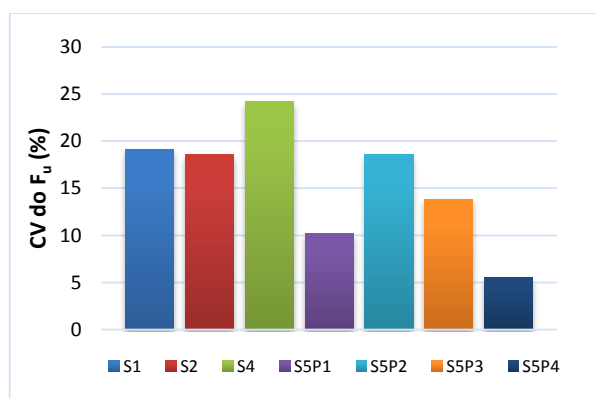


Figura 4.18 – Gráfico comparativo do CV ( $F_u$ ) de cada série

Comparando os valores do CV obtidos com o limite proposto pelo ACI [2] de 10%, verifica-se que todas as séries ficam fora da margem de limite, o que de algum modo tende a reduzir a confiança nos resultados e nas conclusões que através deles se podem tirar.

A Figura 4.19 representa o desvio padrão da força de arranque em função da média dos valores para cada série de betonagem ( $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_4$ ,  $S_5P_1$ ,  $S_5P_2$ ,  $S_5P_3$ ,  $S_5P_4$ ). Verifica-se que o desvio padrão não apresenta uma tendência específica, podendo aumentar ou diminuir com o aumento da força de arranque. O coeficiente de variação é dado pela Figura 4.20 e apresenta uma dispersão idêntica à do desvio padrão.

A variabilidade verificada poderá dever-se ao reduzido número de ensaios efetuados e à posição das armaduras.

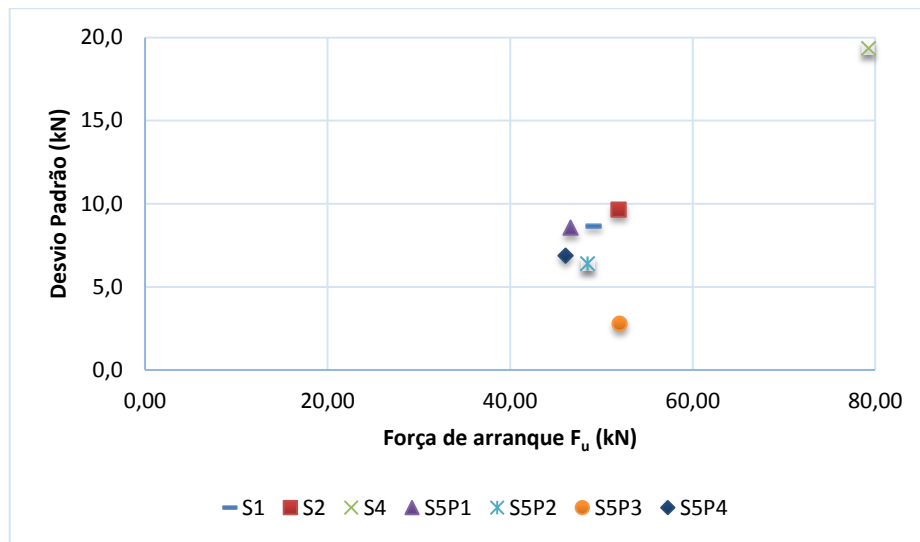


Figura 4.19 – Desvio padrão da força de arranque medida no ensaio de *Pull-Out*

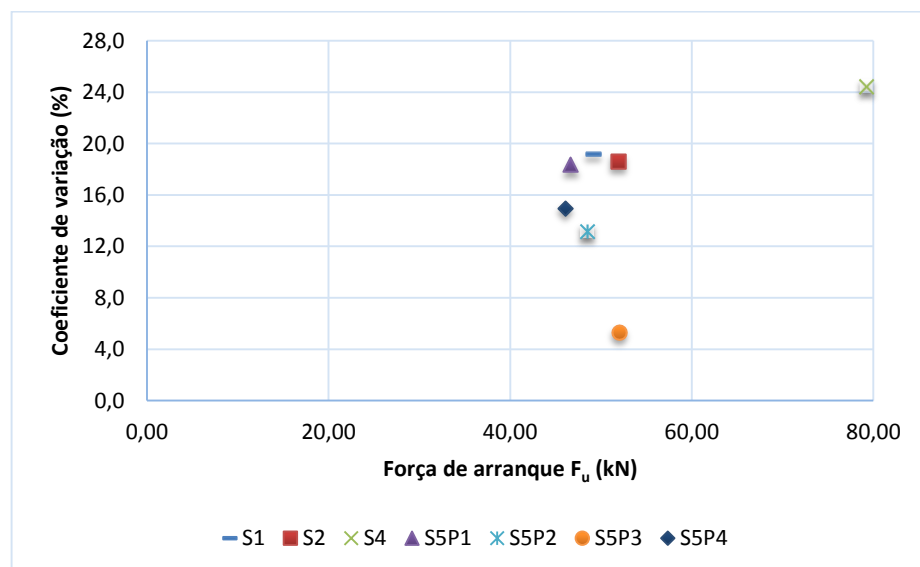


Figura 4.20 – Coeficiente de variação da força de arranque medida no ensaio de *Pull-Out*

### 4.3. ANÁLISE DE CORRELAÇÕES

#### 4.3.1. DESENVOLVIMENTO DE CORRELAÇÕES

O desenvolvimento de funções de correlação é concretizado através da obtenção de regressões para os pares de dados ensaio à compressão/resultado do ensaio NDT.

##### 4.3.1.1. Correlação de resistência com o ensaio de determinação do índice esclerométrico

A Figura 4.21 mostra a dispersão dos dados experimentais, para as séries cujos ensaios de compressão foram efetuados aos 28 dias, e a respetiva curva de regressão que melhor se ajusta.

A correlação obtida é do tipo polinomial de segundo grau, dada pela Equação (4.2) e com um coeficiente de correlação  $R^2$  de 0,80.

$$f_c = -0,0256 R^2 + 3,7285 R - 88,064 \quad (4.2)$$

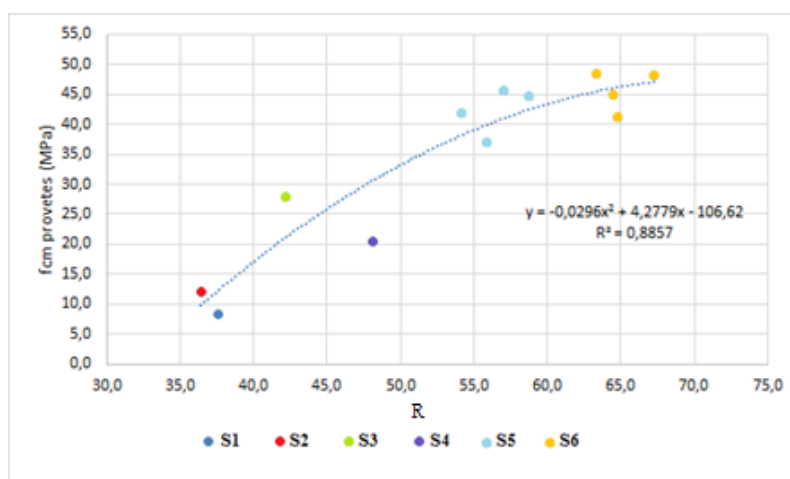


Figura 4.21 – Relação entre a resistência à compressão e o índice esclerométrico

Embora exista grande dispersão entre os dados para os betões de resistência mais baixa, é razoável admitir que a relação é válida quando se olha para o ajuste da curva para valores de R entre 55 e 70, o qual corresponde às Séries 5 e 6.

Um ajuste considerando uma regressão logarítmica ou linear também seria aceitável, assumindo forma muito próxima à curva polinomial e com o valor de  $R^2$  com uma diferença mínima da primeira.

##### 4.3.1.2. Correlação de resistência com o ensaio de determinação da força de arranque (Pull-Out)

Os resultados dos ensaios de *Pull-Out* estão graficamente representados na Figura 4.22. Pode-se observar, sem qualquer dificuldade, que existe uma enorme discrepância entre os dados, o que constitui um problema quando o objetivo é a determinação de uma correlação entre os mesmos.



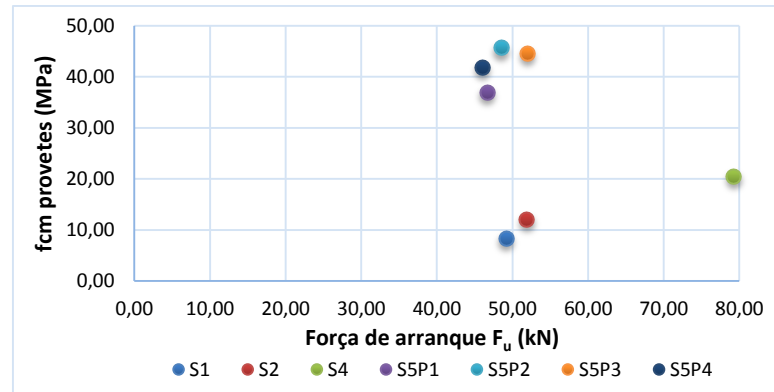


Figura 4.22 – Relação obtida entre a resistência à compressão e a força de arranque

Nota-se uma nuvem de pontos na zona superior do gráfico e outra na zona inferior, que correspondem aos pilares antigos ( $S_4$ ,  $S_5P_1$ ,  $S_5P_2$ ,  $S_5P_3$  e  $S_5P_4$ ) e aos mais jovens ( $S_1$  e  $S_2$ ), respetivamente. É mais prudente, neste caso, fazer-se a avaliação para as séries de pilares em separado.

A Figura 4.23 representa as relações entre os valores da resistência à compressão e os resultados do ensaio ( $F_u$ ) tendo-se separado as séries antigas (Séries 4 e 5) das novas para que a relação obtida possa ser mais precisa. Como só existem dois dados para as séries novas, um resultado para cada uma, não se determina a correlação para estas por insuficiência de dados.

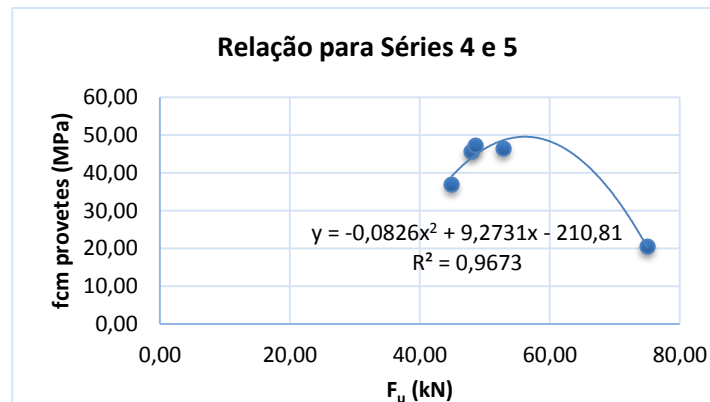


Figura 4.23 – Relação entre a resistência  $f_{cm}$  e a força de arranque  $F_u$  para as Séries 4 e 5.

Para as Séries 4 e 5 (Figura 4.23) o ajuste matemático parece razoável já que a relação obtida por uma função polinomial visualmente se aproxima bem, com exceção do ponto correspondente à Série 4 que claramente foge à tendência dos da Série 5, sendo pertinente a sua exclusão com vista à obtenção de um melhor ajuste.

A Figura 4.24 ilustra as regressões com as séries de pilares antigos excluindo a Série 4. Continuando com uma relação polinomial há um aumento no coeficiente de correlação chegando bem próximo da unidade. Observando o ajuste linear, visualmente parece adequar-se bem, mas o baixo valor do coeficiente de correlação reduz a confiança na relação, pelo que a relação polinomial pode ser considerada a que melhor se adequa.

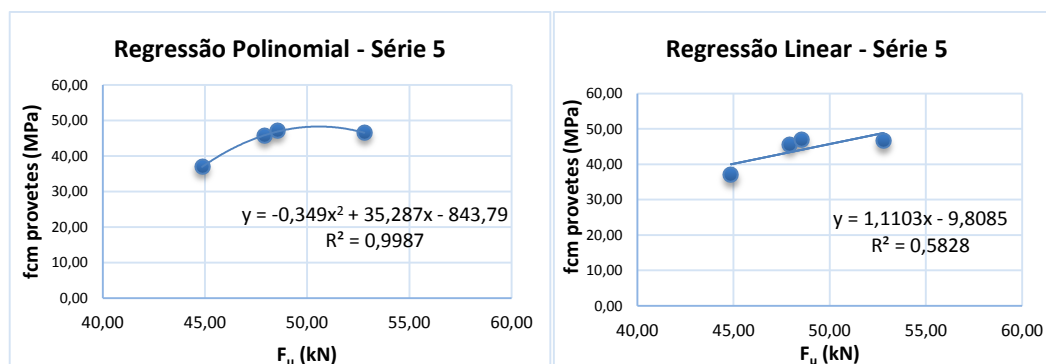


Figura 4.24 - Relação entre a resistência  $f_{cm}$  e a força de arranque  $F_u$  para a Série 5.

#### 4.3.2. APLICAÇÃO DE CORRELAÇÕES JÁ EXISTENTES NA LITERATURA

No Capítulo 3 foram apresentadas várias propostas de correlações existentes na literatura entre a resistência à compressão e a grandeza medida no ensaio não destrutivo. Estas correlações foram aplicadas e foram analisados os seus resultados considerando os valores obtidos no ensaio de determinação da dureza superficial e no ensaio de determinação da força de arranque.

##### 4.3.2.1. Aplicação das correlações existentes para o ensaio de medição da dureza superficial

Os valores da resistência à compressão do betão calculados através de correlações propostas na literatura estão apresentados no Quadro 4.5 juntamente com os respetivos coeficientes de variação.

As correlações permitem obter valores relativamente próximos entre si, com exceção da proposta de Domingo e Hirose que, recordando, foi desenvolvida para betão jovem de alta resistência, daí sobrestimar a resistência dos betões em estudo. Verifica-se também grande proximidade dos resultados das propostas de Qaswari e de Knaze e Beno e também do aparelho de medição de dureza superficial Proceq.

A última coluna do Quadro 4.5 contém os valores médios da resistência obtida pelo ensaio à compressão dos provetes. Comparando estes valores com os valores estimados, parece não haver muita proximidade. Os valores determinados pelos ensaios à compressão são muito inferiores aos estimados pelas correlações, o que poderá dever-se ao fato da quantidade de dados experimentais ser bastante reduzida. Esta sobrestimação da resistência pode conduzir a erros significativos e a conclusões enganosas sobre a qualidade do betão.

Quadro 4.5 – Média da resistência à compressão (em MPa) estimada através de correlações existentes na literatura para o índice esclerométrico

Séries	Qasrawi	CV (%)	Shariati et al.	CV (%)	Knaze e Beno	CV (%)	Biondi e Candigliota	CV (%)	Domingo e Hirose	CV (%)	Proceq	CV (%)	fcm provetes
S <sub>1</sub>	33,52	19,23	38,15	21,48	27,89	32,30	34,57	32,42	56,31	13,01	32,21	20,68	<b>8,38</b>
S <sub>2</sub>	31,88	13,09	36,07	14,72	25,58	23,02	32,10	19,34	54,45	8,71	30,52	14,13	<b>12,08</b>
S <sub>3</sub>	39,66	6,14	45,96	6,74	36,50	9,31	44,77	9,71	63,30	4,38	38,52	6,54	<b>27,92</b>
S <sub>4</sub>	47,75	3,27	56,25	3,53	47,72	4,51	60,50	5,41	72,50	2,45	46,83	3,44	<b>20,51</b>
S <sub>5</sub> P <sub>1</sub>	58,18	7,00	69,51	7,45	61,99	8,95	84,74	11,86	84,35	5,49	57,54	7,32	<b>37,00</b>
S <sub>5</sub> P <sub>2</sub>	59,77	7,87	71,53	8,36	64,15	9,95	88,84	13,53	86,16	6,21	59,17	8,21	<b>45,65</b>
S <sub>5</sub> P <sub>3</sub>	62,14	6,77	74,54	7,18	67,35	8,45	95,15	11,71	88,85	5,38	61,61	7,06	<b>44,59</b>
S <sub>5</sub> P <sub>4</sub>	55,92	9,85	66,64	10,51	58,92	12,75	79,10	16,89	81,78	7,66	55,22	10,30	<b>41,86</b>
S <sub>6</sub> P <sub>1</sub>	73,66	3,70	89,20	3,89	82,77	4,37	129,37	6,71	101,96	3,04	73,45	3,83	<b>48,20</b>
S <sub>6</sub> P <sub>2</sub>	69,88	3,45	84,38	3,63	77,73	4,13	117,47	6,34	97,65	2,80	69,56	3,58	<b>44,81</b>
S <sub>6</sub> P <sub>3</sub>	70,28	6,42	84,90	6,76	78,27	7,69	118,71	11,70	98,11	5,23	69,97	6,66	<b>41,14</b>
S <sub>6</sub> P <sub>4</sub>	68,25	8,06	82,32	8,50	75,56	9,75	112,57	14,37	95,80	6,53	67,89	8,38	<b>48,45</b>

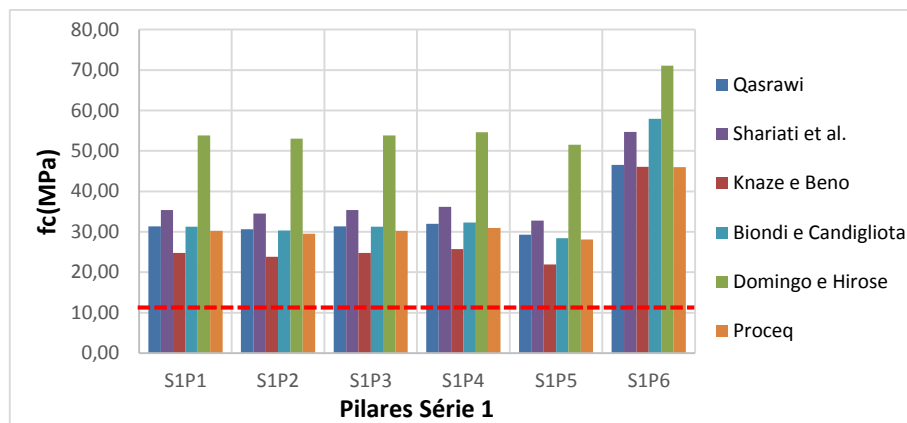
Abaixo estão representados de forma mais detalhada a resistência à compressão calculada através do método. O tracejado a vermelho representa a resistência média obtida para a série no ensaio de compressão.

Observando a Figura 4.25a, correspondente à Série 1, é visível que a correlação dada por Knaze e Beno apresenta as resistências mínimas e a correlação dada por Domingo e Hirose as máximas. A proposta de Knaze e Beno é a que mais se aproxima, embora ainda assim muito afastado, podendo ser desprezadas as outras a fim de se evitarem ilusões nos resultados. O mesmo acontece com os restantes pilares. Embora a proposta de Knaze e Beno seja a que melhor se aproxima das resistências obtidas nos provetes, a verdade é que está longe de ser satisfatória. O mesmo cenário se passa com a Série 2 (Figura 4.25b).

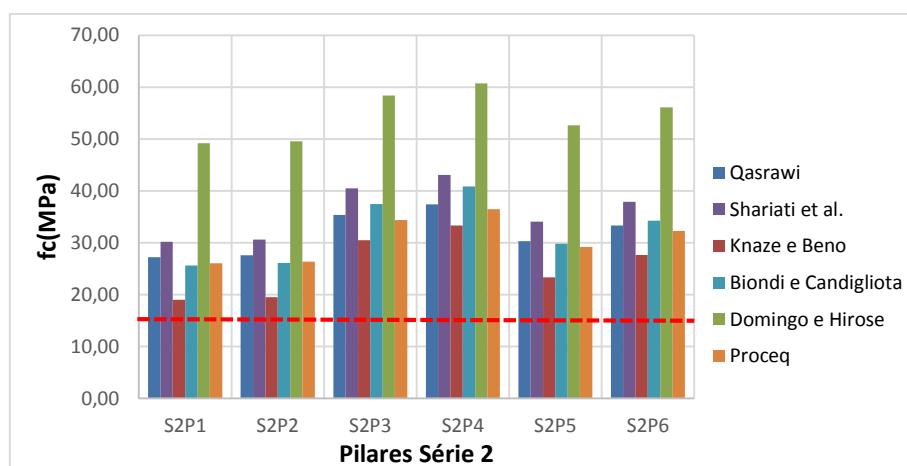
Recorda-se a estas duas séries não puderam ser atribuídas uma classificação de betão estrutural já que o valor obtido para a resistência  $f_{ck}$  ser demasiado baixo. Embora não se possa afirmar que, caso o betão recebido tivesse sido o esperado, estes resultados seriam mais satisfatórios; é inevitável mencionar este facto quando se observa os gráficos e nota-se que a resistência à compressão é muito inferior à estimada pelos diversos autores, não sendo proveitoso estes resultados.

A Série 3 (Figura 4.25c) tem a estimativa dada pela proposta de Knaze e Beno mais próxima dos valores da resistência medida à compressão, seguida da estimativa dada pela proposta que acompanha o equipamento Proceq.

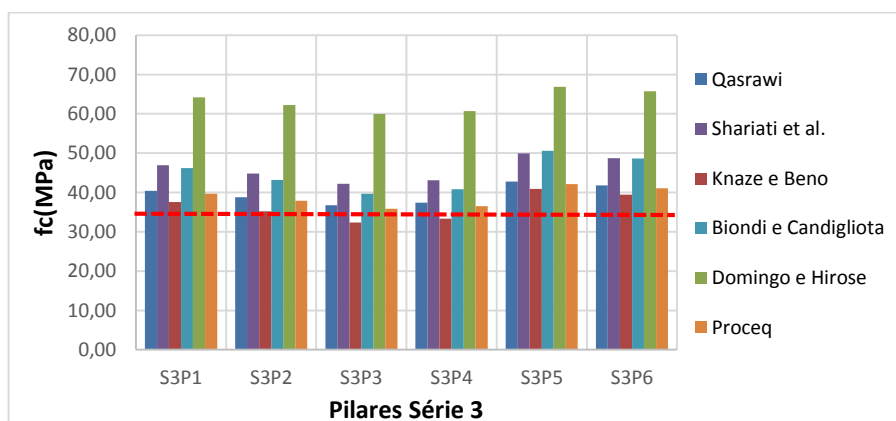
Nas Séries 4, 5 e 6, correspondentes às Figuras 4.25d, 4.25e, e 4.25f respetivamente, todas as propostas dão estimativas de valores superiores à resistência à compressão, sendo que para a Série 4 o cenário acaba por ser tão pessimista quanto para as Séries 1 e 2. Nestas séries compostas pelos pilares mais antigos a melhor aproximação é a dada pela Proceq, que ainda assim não é satisfatório.



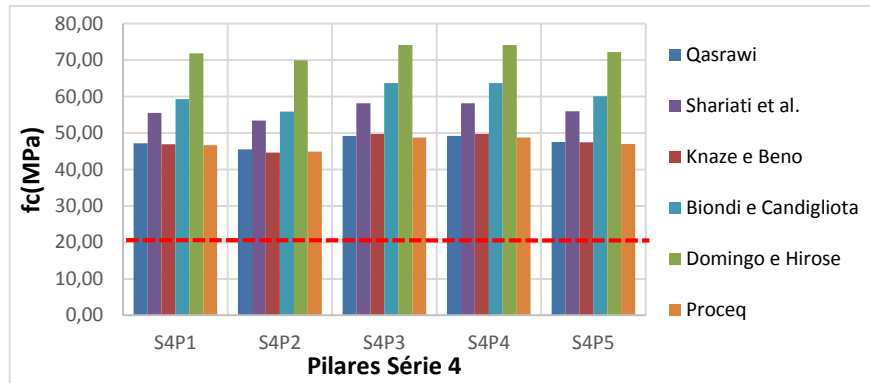
a)



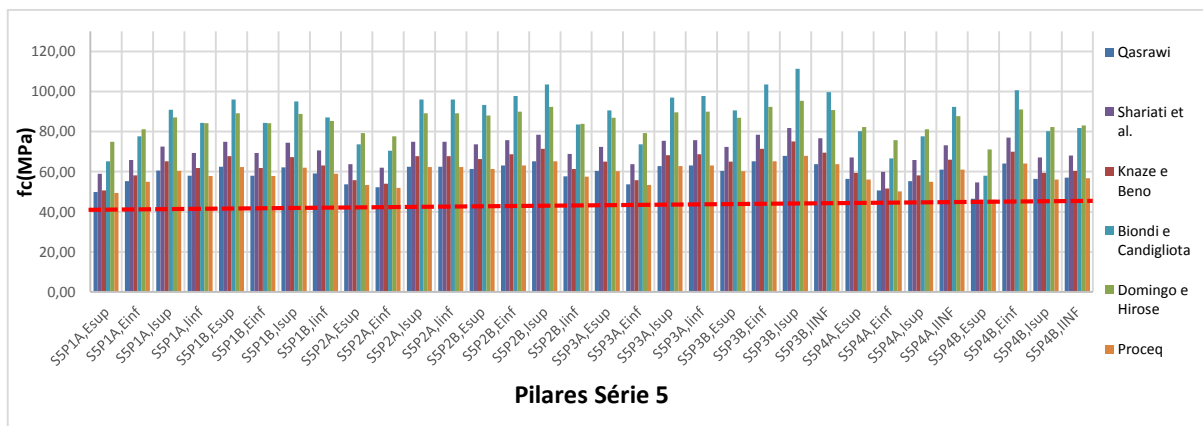
b)



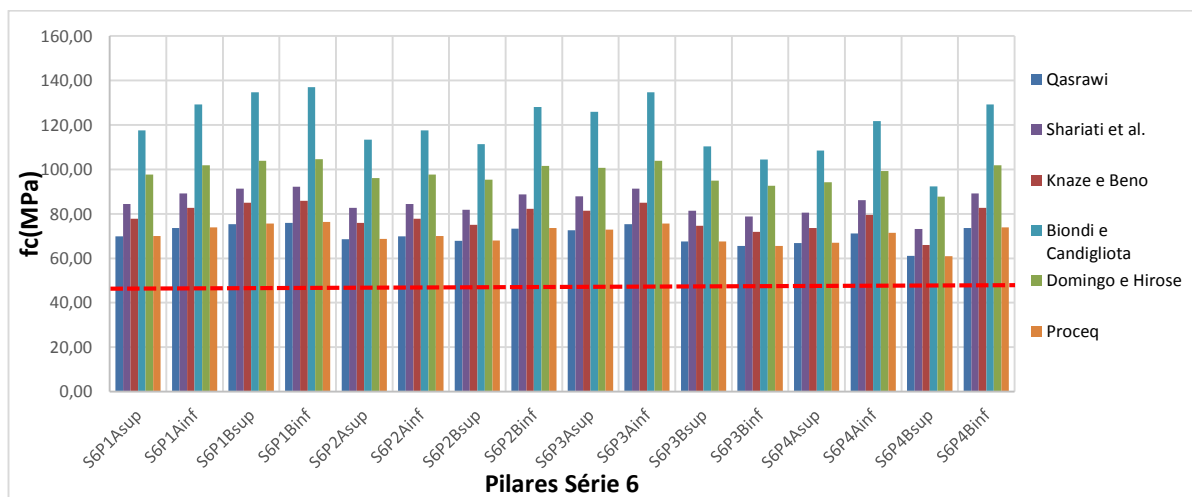
c)



d)



e)



f)

Figura 4.25 – Resistência obtida através correlações

A Figura 4.26 traduz o rácio entre a resistência à compressão estimada através das correlações propostas na literatura e a resistência efetivamente obtida nos ensaios de compressão aos provetes.

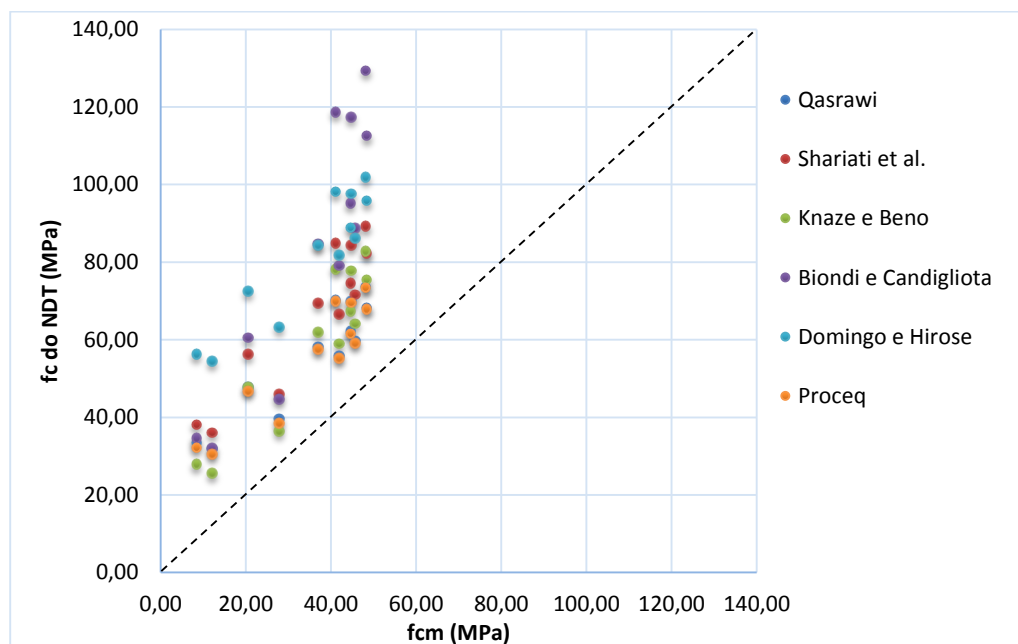


Figura 4.26 – Rácio entre o valor da resistência estimada e a resistência obtida no ensaio de compressão

A linha na diagonal representa os valores exatos para que a estimativa fosse completamente correta, isto é, para que fosse igual à real. Como os valores estimados se encontram todos acima desta, mais uma vez se verifica que as estimativas da resistência são superiores aos valores da resistência medida nos ensaios de compressão.

Os resultados obtidos com as correlações dadas pelo equipamento Proceq e por Knaze e Beno são os que mais se aproximam da linha diagonal. Ambas as correlações têm valores médios do rácio de 72% para a Série 5 e 65% para a Série 6. Isto permite a aplicação destas correlações em betões das mesmas famílias que as Séries 5 e 6, adotando o valor do rácio como fator de correção para uma melhor aproximação da estimativa.

A análise da variabilidade das estimativas da resistência obtidas através das correlações existentes na literatura pode ser feita por análise da Figura 4.27. Para cada proposta de correlação observa-se o coeficiente obtido para cada série. A linha a tracejado representa o coeficiente de variação médio da resistência real (4,8%), isto é, obtida no ensaio de compressão. As propostas de Biondi e Candigliota têm os máximos valores para o CV, e as propostas de Domingo e Hirose os mínimos.

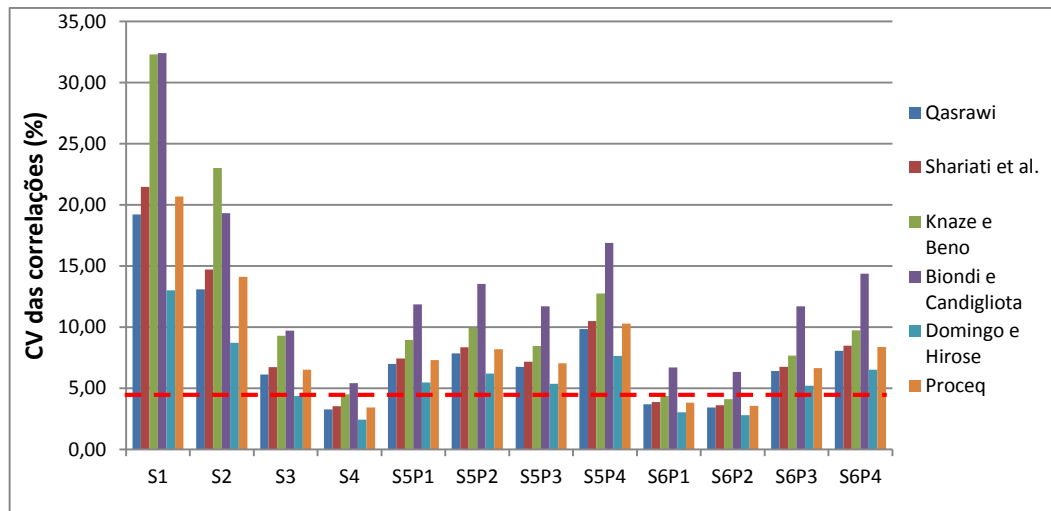


Figura 4.27 – Coeficiente de Variação da resistência estimada através das correlações

A série  $S_1$  é a que apresenta os valores mais elevados no CV das correlações, bastante acima do CV médio dos ensaios de compressão. As séries  $S_4$ ,  $S_6P_1$  e  $S_6P_2$  são as que têm o CV mais próximo da resistência real. De certa forma pode-se dizer que para as séries de pilares com idade superior a um ano, existe menor variabilidade das correlações.

#### 4.3.2.2. Aplicação das correlações existentes para o ensaio de determinação da força de arranque (*Pull-Out*)

Foram aplicadas as correlações de Soutsos [44], de Petersen [35] e do aparelho Boviar a todas as séries. Para a série  $S_6$  não são apresentados os resultados pois durante a extração da bucha em quatro pontos diferentes, a mesma partiu-se, pelo que se concluiu que a resistência do betão que compõe a série  $S_6$  é superior à resistência das buchas utilizadas no ensaio. Os resultados da resistência estão no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Resistência estimada através de correlações existentes para o ensaio de *Pull-Out* (MPa)

Séries	Boviar	Petersen	Soutsos et al	$f_{cm}$ provetes
<b><math>S_1</math></b>	49,50	68,64	73,45	<b>8,38</b>
<b><math>S_2</math></b>	52,00	72,99	77,80	<b>12,08</b>
<b><math>S_3</math></b>	-	-	-	<b>27,92</b>
<b><math>S_4</math></b>	64,50	116,49	121,30	<b>20,51</b>
<b><math>S_5P_1</math></b>	47,50	64,67	69,48	<b>37,00</b>
<b><math>S_5P_2</math></b>	49,00	67,58	72,39	<b>45,65</b>
<b><math>S_5P_3</math></b>	52,00	73,19	78,00	<b>44,59</b>
<b><math>S_5P_4</math></b>	47,00	63,70	68,51	<b>41,86</b>

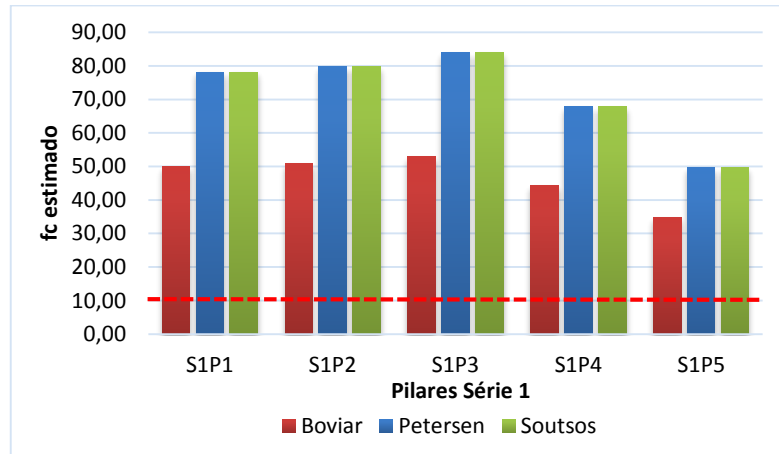
Os valores estimados para as Séries 1 a 4 são exorbitantes, sobretudo na Série 4, havendo clara afetação da presença de armaduras nestes resultados, pois nos pilares das Séries 1 e 2 a zona de ensaio tem armaduras menos espaçadas na parte superior, zona onde foram realizados os ensaios (Figura 4.1a) e, embora nos pilares da Série 4, o ensaio tenha sido realizado a meio dos pilares onde o espaçamento entre armaduras aumenta, foi possível visualizar as armaduras no interior do betão após o ensaio, conforme já citado.

A correlação do aparelho Boviar é a que melhor se aproxima aos valores obtidos para os ensaios aos provetes e sabendo que o ensaio de *Pull-Out* foi realizado com este aparelho, é de interesse comparar os valores deste com os outros. A proposta de Soutsos [44] é muito parecida com a de Peterson [35], tal como já se havia mencionado na descrição da correlação no Capítulo 3.

As Figuras 4.28a, 4.28b, 4.28c e 4.28d, cada uma representando as séries  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_4$  e  $S_5$ , mostram que as estimativas da resistência do betão são muito superiores à real.

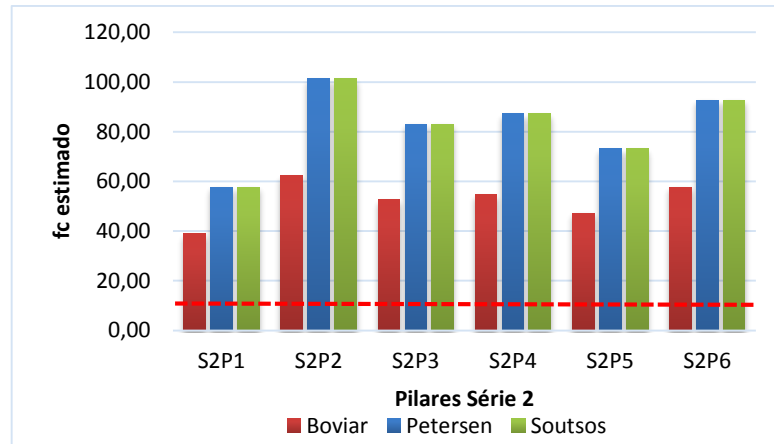
A correlação do aparelho Boviar é a mais próxima, porém, ainda assim demasiado elevada, sobretudo nas Séries 1 a 4. As estimativas das restantes correlações aproximam-se entre si, como se pode ver pelo Quadro 4.6. Para a série  $S_5$  o comportamento da correlação do aparelho Boviar é um pouco diferente. Neste caso, existe uma maior aproximação da estimativa da resistência do valor real, tanto por excesso como por defeito.

Assim, as correlações de Soutsos [44] e do aparelho Petersen [35] não são aplicáveis para uma boa estimativa, e a correlação do aparelho Boviar permite obter uma estimativa mais próxima da realidade, sobretudo para a Série 5. No entanto, mesmo sabendo que as Séries 1 e 2 não sejam de betão estrutural e mesmo com a estimativa dada pelo aparelho Boviar, estes valores não seriam de se considerar, pois a diferença de valores entre a resistência medida à compressão é enorme.

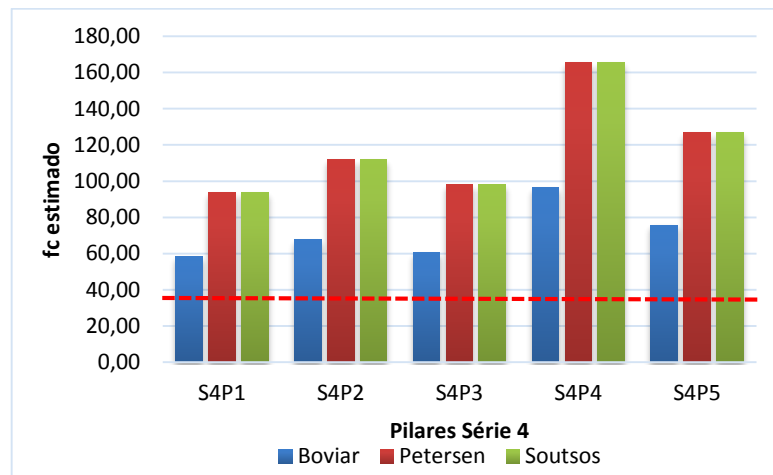


a)

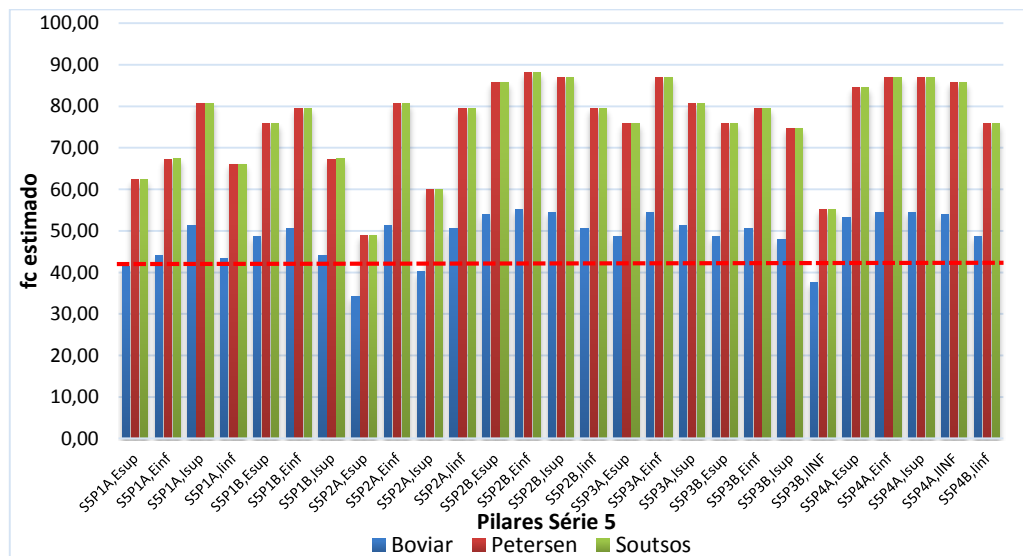




b)



c)



d)

Figura 4.28 – Resistência  $f_c$  estimada através de correlações existentes

A relação entre a resistência obtida pelo ensaio de *Pull-Out* e a resistência à compressão nos provetes pode ser visualizada na Figura 4.29. Os valores médios estimados são superiores à resistência real, vindo a confirmar que a não aplicabilidade da grande maioria destas estimativas.

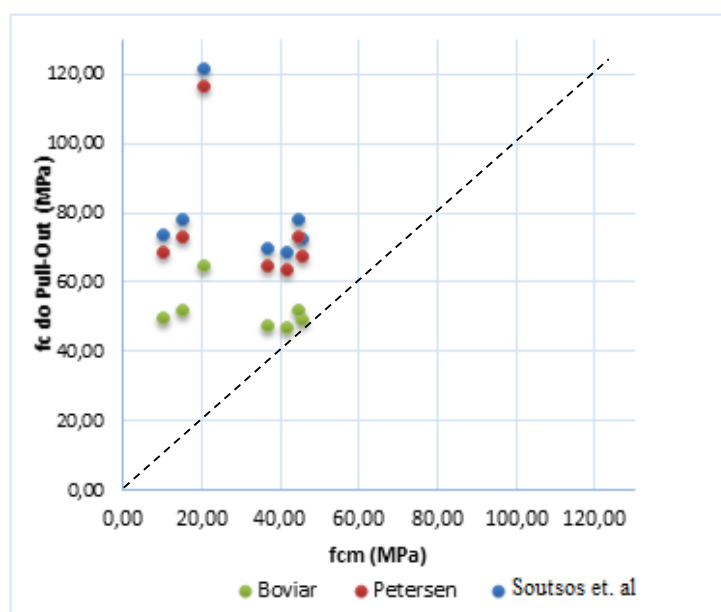


Figura 4.29 – Relação entre o valor da resistência estimada e a resistência obtida no ensaio de compressão

Observa-se que os pontos referentes à Série 5, dados pela correlação do equipamento Boviar aproximam-se da linha. A Figura 4.30 ilustra a relação entre a resistência à compressão e resistência estimada pelo aparelho para a Série 5. A aproximação é boa, com um rácio médio de 87%, pelo que considerando apenas a Série 5 pode-se dizer que as aproximações são razoavelmente satisfatórias.

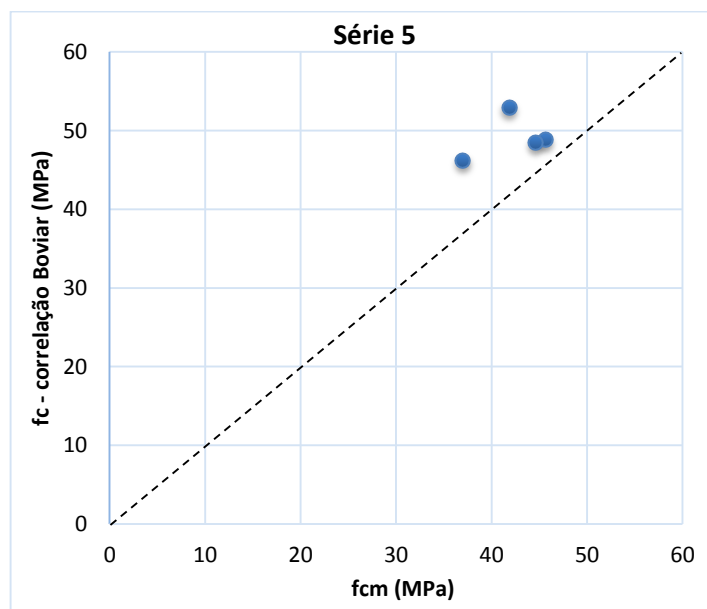


Figura 4.30 – Relação entre o valor da resistência estimada pela correlação de Boviar e a resistência obtida no ensaio de compressão para a Série 5

Todos os cálculos efetuados para a estimativa da resistência à compressão tiveram como grandeza principal a força de arranque da bucha  $F_u$ . Teoricamente, o betão que sai na extração da bucha é em forma de cone, devido às linhas de tensões. Contudo, na prática muitas vezes isso não acontece, acabando por se ter um cone deformado sem a totalidade da área esperada. A Figura 4.31 exemplifica o caso.



Figura 4.31 – Exemplos em que a área total extraída no ensaio de *Pull-Out* não tem a geometria cônica.

#### 4.4. SÍNTESE CONCLUSIVA DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Foram aplicadas as técnicas não destrutivas de determinação da dureza superficial e de determinação da força de arranque em diferentes elementos, com idade e geometria distintas.

A aplicação destes métodos é fácil e simples, pelo que importa sobretudo o tratamento dado aos resultados obtidos, ou seja a análise da variabilidade do método.

Observou-se que no ensaio de determinação da dureza superficial a variabilidade é superior para os pilares novos (Séries 1, 2 e 3), recordando que o betão dos pilares das Séries 1 e 2 eram muito fracos. Numa perspetiva global, as estimativas da resistência obtidas através de correlações presentes na literatura não são satisfatórias, podendo em último recurso recorrer-se às correlações propostas por Knaze e Beno e por Petersen. Os poucos dados disponíveis não permitem criar correlações fiáveis de serem aplicadas a outros betões.

Na determinação da força de arranque os resultados são menos satisfatórios que no método anterior, devido ao reduzido número de dados disponíveis e, principalmente, à influência das armaduras, gerando elevada variabilidade nos resultados. A correlação obtida para a Série 5 aparentemente é boa, mas só se se aplicar à mesma família de elementos. Das correlações presentes na literatura, a do aparelho Boviar, que foi o aparelho utilizado nos ensaios de *pull-out*, apresentou resultados razoáveis para a mesma série.

É geralmente aceite que a utilização de correlações já estabelecidas não é recomendada, a menos que se consigam produzir as mesmas condições e o mesmo tipo de betão utilizado no desenvolvimento da correlação. Para além disso, a qualidade dos betões das Séries 1 e 2 não era boa, pelo que já se esperava que, pelo menos para estas séries os resultados não seriam bons. Também a Série 4, que também tinha um betão fraco (C16/20) mostrou um comportamento não satisfatório na aplicação dos métodos e das estimativas.

As correlações podem ser muito enganadoras, sobretudo em betões fracos, o que torna perigoso quando são colocados em obra.

Portanto, existe uma clara dificuldade em extrair conclusões acertadas com tão poucos dados. Para melhores estimativas seria necessário a realização de ensaios de carotes, o que não se tornou possível no presente trabalho.

# 5

## CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 5.1. CONCLUSÕES

Com os estudos efetuados foi possível concluir alguns aspetos sobre a estimativa da resistência à compressão numa estrutura de betão armado.

De forma geral, confirma-se que não existe uma única lei de correlação que se ajuste a dados de betões variados. A variabilidade dos ensaios atinge valores elevados limitando muito a fiabilidade dos resultados.

Então conclui-se o que já havia sido dito, que não é bom que um método não destrutivo, por si só, caracterize o betão armado. O uso de dois ou mais ensaios, os métodos combinados, poderá sempre reduzir os erros, mesmo que seja em pequena ordem de grandeza.

#### 5.1.1. CONCLUSÕES RESPEITANTES AO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO

O ensaio é extremamente simples e fácil de realizar, o que o torna numa alternativa bastante válida.

A correlação desenvolvida para os pares de dados experimentais foi boa, com um ajuste aceitável, enquanto que, para a aplicação das correlações existentes o ajuste da função de regressão não é muito atrativo. Embora o método seja simples, a influência de fatores nos resultados é grande, pelo que é necessário ter-se o senso crítico para avaliar e interpretar os resultados a fim de se obter conclusões acerca da fiabilidade dos mesmos.

#### 5.1.2. CONCLUSÕES RESPEITANTES AO ENSAIO DE PULL-OUT

Para o ensaio de *pull-out* a variabilidade parece ser ainda maior. Seria necessário uma vasta gama de dados experimentais para se obter uma correlação adequada. Os dados do programa experimental eram muito reduzidos e a qualidade dos betões disponíveis era fraca, contribuindo para a variabilidade. Acredita-se que a presença de armaduras foi o fator de influência dominante na maioria dos elementos ensaiados gerando valores exorbitantes para os resultados.

## **5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Sugere-se que a análise seja feita para um amplo leque de betões com seleção rigorosa das zonas de ensaio de forma a minimizar alguns fatores de influência. Só assim poderá ser desenvolvido uma correlação suscetível de ser aplicada a outros betões.

Seria interessante avaliar a fiabilidade dos métodos combinados, do ensaio de determinação do índice esclerométrico com o ensaio de medição de velocidade de ultrassons.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ACI 214. *Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete*, American Concrete Institute, Detroit, 1977.
- [2] ACI 228.1R. *In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*, American Concrete Institute, Detroit, 1995.
- [3] ACI 318. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
- [4] ASTM C805. *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*, American Society of Testing and Materials, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, Philadelphia, 1985.
- [5] Biondi, S., Candigliota, E. *In Situ Tests For Seismic Assessment of R.C.* The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 17/10/2008, WCEE, Beijing.
- [6] Breyse, D. *Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques*. RILEM, Talence, 2012.
- [7] Breyse, D. *Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods*. Elsevier, 29/03/2012, Elsevier Ltd, Talence.
- [8] Brozovsky, J., Zach, J. *Influence of Surface Preparation Method on the Concrete Rebound Number obtained from Impact Hammer Test*. Pan American Conference for NDT, 6/10/2011, Pan American Conference for NDT, Cancun.
- [9] BS 1881: Part 202. *Recommendations for Surface Hardness Testing by Rebound Hammer*, British Standards Institution, London, 1986.
- [10] BS 1881: Part 207. *Recommendations for the Assessment of Concrete Strength by Near-to surface Tests*, British Standards Institution, London, 1992.
- [11] BS EN 12390-3. *Testing Hardened Concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens*. British Standards Institution, London, 2009.
- [12] Bungey, J. H., Millard, S. G., Grantham, S. G. *Testing of Concrete in Structures, 3th Edition*. Chapman & Hall, London, 1996.
- [13] Câmara, E. *Avaliação da Resistência à Compressão de Concretos utilizados na grande Florianópolis através de Ensaio Não Destrutivos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Santa Catarina, 2006.
- [14] Castro, E. *Estudos da Resistência à Compressão do Concreto por Meio de Testemunhos de Pequeno Diâmetro e Esclerometria*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Uberlândia, 2009.
- [15] Cristofaro, M.T., D'Ambrisi, A., De Stefano, M., Tanganelli, M. *Mechanical Characterization of Concrete from Existing Buildings with SonReb Method.*, 15<sup>th</sup> WCEE, Lisboa, 2012.
- [16] D'Ambrisi A., Cristofaro, M.T., De Stefano, M. *Predictive Models For Evaluating Concrete Compressive Strength In Existing Buildings*. The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 17/10/2008, WCEE, Beijing.
- [17] Domingo, R. C., Hirose, S. *Correlation Between Concrete Strength and Combined Nondestructive Tests for Concrete Using High-Early Strength Cement*. 3rd JSPS-DOST International Symposium on Environmental Engineering, 10/03/2009, páginas, SEAMEO INNOTECH, Quezon.

- [18] <http://www.pcte.com.au/quality-strength-testing/schmidt-hammer/silver-schmidt-hammer>. Maio 2013.
- [19] International Atomic Energy Agency. *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*. IAEA, Vienna, 2002.
- [20] Knaze, P., Beno, P. *The use of combined non-destructive testing methods to determine the compressive strength of concrete*. Matériaux et Constructions, Editor, Bratislava, Czechoslovakia, 1984.
- [21] Li, F., Wang, C., Jiang, H., Li, X. *The Research of Pull-out Method to Inspect Concrete Strength*. Advanced Materials Research, 06/12/2010, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [22] Lourenço, V. L. *Utilização do Radar de Penetração nos Solos (GPR) na detecção de estruturas no âmbito nas Ciências Forenses*. Relatório de Pesquisa, Universidade de Évora.
- [23] Malhotra, V.M., Carino, N.J. *HandBook on Nondestructive Testing Of Concrete*. CRC PRESS, United States of America, 2004.
- [24] Mendes, N. M. S. *Avaliação do ensaio de pull-out na estimativa da resistência à compressão do betão em idades jovens*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, 2012.
- [25] Monteiro, A., Gonçalves, A. *Assessment of characteristic compressive strength in structures by the rebound hammer test according to EN 13791:2007*. NDTCE'09, Non-Destructive Testing in Civil Engineering, 30/06/2009, Nantes, France.
- [26] Murray, A.M., LONG, A.E. *A Study of the In-situ Variability of Concrete Using the Pull-Off Method*, Proc. ICE, Pt 2, Vol. 83, Dez. 1987, pp 731-745.
- [27] Nepomuceno, M. C. S. *Ensaaios não Destrutivos em Betão*. Trabalho de síntese para prova de aptidão pedagógica e capacidade científica, Universidade da Beira Interior, 1999.
- [28] NP EN 12504-1. *Ensaaios do betão nas estruturas - Parte 1: Carotes – Extração, exame e ensaio à compressão*, 2003.
- [29] NP EN 12504-2. *Ensaaios do betão nas estruturas - Parte 2: Ensaio não destrutivo – Determinação do índice esclerométrico*, 2003.
- [30] NP EN 12504-3. *Ensaaios do betão nas estruturas - Parte 3: Ensaio não destrutivo – Determinação da força de arranque*, 2003.
- [31] NP EN 12504-4. *Ensaaios do betão nas estruturas - Parte 4: Ensaio não destrutivo – Determinação da velocidade de propagação de ultra-sons*, 2003.
- [32] NP EN 13791. *Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos pré-fabricados*, 2008.
- [33] NP ENV 206-93. *Comportamento, Produção, Colocação em Obra e Critérios de Conformidade*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Outubro de 1993.
- [34] Pereira, J. P. V. V. *Avaliação da Resistência à Compressão do Betão Através de Ensaios Não-Destrutivos*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, 1999.
- [35] Petersen, C.G. *Lok-Test and Capo-Test Pullout Testing, Twenty Year's Experience*, Non-Destructive Testing in Civil Engineering Conference in Liverpool, April, 1997, U.K.
- [36] Pucinotti, R., Hinterholz, L., D'Elia, A., De Lorenzo, R. A. *Influence of Steel Reinforcement on Ultrasonic Pulses Velocity*. Hellenic Society for NDT, 14/10/2007, Hellenic Society for NDT, Chania.



- [37] Qasrawi, H. Y. B. *Concrete strength by combined nondestructive methods Simply and reliably predicted*. Cement and Concrete Research 30 (2000) 739-746, 28/01/2000, Pergamon, Jordan.
- [38] Rodrigues et al, 2013 Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [39] Shariati, M., Ramli-Sulong, N. H., Arabnejad, M. M. K. H., Shafigh, P., Sinaei, H. *Assessing the strength of reinforced concrete structures through Ultrasonic Pulse Velocity and Schmidt Rebound Hammer tests*. Nome da revista ou do jornal, 04/01/2011, Academic Journals, Kuala Lumpur.
- [40] Silva, P.C., Ferreira, R.M., Figueiras, H. *Medições de resistividade elétrica avaliada em provetes de betão: influência do método de ensaio e das condições de cura*. 26/10/2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [41] Silva, P. C. F. *Resistividade Elétrica e o Controlo de Qualidade de Betão*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2011.
- [42] *Silver Schmidt, Martelo para Teste de Concreto (Esclerometro)*. [www.proceq.com](http://www.proceq.com).
- [43] Soutsos, M. N., Breysse, D., Garnier, V., Goncalves, A., Monteiro, A. V. Estimation of on-site compressive strength of concrete. In *Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques*, RILEM, Talence, France, 2012.
- [44] Soutsos, M., Bungley, J., Long, A., Tickell, G. *Interpretation of in-situ concrete strength test results*. NDTCE'09, Non-Destructive Testing in Civil Engineering, 03/07/2009, NDTCE'09, Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Nantes, France.
- [45] Szilágyi, K., Borosnyói, A., Zsigovics, I. *Introduction of a Constitutive Model for the Rebound Surface Hardness of Concrete*. Concrete Structures, 2010.
- [46] Szilágyi, K., Borosnyói, A., Zsigovics I. *Rebound Surface Hardness of Concrete: Introduction of an Empirical Constitutive Model*. Elsevier, 06/08/2010, Elsevier Ltd, Budapest.
- [47] *The Windsor Probe HP System, For in-place strenght testing for normal and high-performance concrete*. NDT James Instruments, Inc, Illinois
- [48] Torabi, S.R., Ataei, M., Javanshir, M. *Application of Schmidt rebound number for estimating rock strength under specific geological conditions*. JME, 14/10/2010, Journal of Mining & Environment, Shahrood, Iran.
- [49] Vorbehalten, T. Ä. *Betonprüfhammer Concrete Test Hammer Scléromètre à béton N/NR - L/LR*. Proceq SA, Schwerzenbach, 2006.
- [50] Wang, J. Cui, S., Wang, S. *Correlation of Post-installed by Adhesive Pullout Test to Estimate In-place Concrete Strength*. 2010, World Academy of Science, Engineering and Technology, Hangzhou.

